



LA GESTION DE L'EAU EN CARRIERE

DIMENSIONNEMENT DES BASSINS D'ORAGE, DE DECANTATION ET LES PHENOMENES D'EVAPOTRANSPIRATION



**MEMOIRE
POUR LE DIPLOME D'ETUDES SUPERIEURES SPECIALISEES
EAU – SANTE – ENVIRONNEMENT
Option LOGISTIQUE**

Présenté et soutenu le mercredi 17 octobre 2001

par

Benoît TOUFFET

*Mémoire réalisé à la suite du stage effectué au
bureau d'études E.N.C.E.M. (Environnement Carrières et Matériaux)*

*Sous la direction
d'Olivier VERDIER*

du

2 avril au 21 septembre 2001

REMERCIEMENTS

Je tiens tout particulièrement à remercier Monsieur Olivier VERDIER, Directeur du bureau d'études E.N.C.E.M. pour m'avoir accueilli au sein de son équipe afin d'effectuer mon stage de fin d'études.

Un grand merci à Thierry MERLE, chargé d'études à l'antenne de Bordeaux, pour sa bonne humeur, sa patience et ses précieux conseils.

Mes remerciements vont aussi à tous les professionnels (chefs d'exploitation, ingénieurs du C.E.T.E., documentalistes du B.R.G.M., professeurs d'université...) qui m'ont apporté les informations nécessaires à l'élaboration de ce mémoire.

Merci enfin à tous les collaborateurs du bureau d'études E.N.C.E.M., rencontrés lors de mes investigations sur le terrain (Montpellier, Nantes, Bordeaux, Lyon...), à Vincent BONNET de l'antenne de Paris, ainsi qu'à Mademoiselle Magali PEDRON pour son aide précieuse.



RESUME

L'eau et l'extraction des granulats ne peuvent être considérées indépendamment l'une de l'autre. En effet, les mêmes sites sont fréquemment l'enjeu de l'exploitation de ces deux ressources minérales les plus consommées en FRANCE.

L'évolution de la réglementation relative aux carrières a fait naître de nouvelles contraintes environnementales pour les exploitants. L'une de ces contraintes est la gestion qualitative et quantitative des eaux de procédé et des eaux pluviales.

Cette gestion des eaux qui fait intervenir diverses techniques parmi lesquelles différents types de bassins (d'orage et de décantation), ne se fait pas sans difficulté dans des carrières où la place disponible est souvent limitée.

Comment dimensionner au mieux les différents bassins de carrière afin que ces derniers soient en état de bien fonctionner ?

Telle est la principale problématique développée dans ce mémoire à travers divers exemples de dimensionnement adaptés à différents cas.

Ce rapport décrit aussi l'industrie des granulats, les carrières, et les interactions eau/gravières. Dans cette dernière partie, un bilan sur les phénomènes d'évaporation au niveau des plans d'eau de carrière sera dressé.

Mots-clefs : carrière, gravière, eaux de ruissellement, eaux de procédé, bassin d'orage, bassin de décantation, dimensionnement, évapotranspiration.



TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION

CHAPITRE I : LES ENJEUX SOCIO-ECONOMIQUES DE L'EXPLOITATION DES GRANULATS.

1.1 Qu'est-ce qu'un granulats ?	p.2
1.1.1 Les granulats alluvionnaires :	p.2
1.1.2 Les granulats de roches massives :	p.3
1.1.3 Les granulats de recyclage et artificiels :	p.3
1.2 Les granulats : une matière indispensable :	p.4
1.2.1 Les besoins :	p.4
1.2.2 Les ressources :	p.5
<u>1.2.2.1 Analyse qualitative de l'offre :</u>	p.5
<u>1.2.2.2 Analyse quantitative de l'offre :</u>	p.6
1.2.3 L'outil de production :	p.7
1.3 Granulats et qualité :	p.8
1.3.1 La nature minérale des granulats :	p.8
1.3.2 La taille des granulats :	p.8
1.3.3 La qualité des produits :	p.8

CHAPITRE II : LES CARRIERES.

2.1 Les différents types de carrières :	p.9
2.1.1 Les carrières en milieu alluvionnaire :	p.9
2.1.2 Les carrières en roche massive :	p.10
2.2 La production de granulats :	p.12
2.2.1 Le décapage (ou découverte) des niveaux non exploitables :	p.12
2.2.2 L'extraction des matériaux :	p.13
<u>2.2.2.1 L'extraction en terrain meuble :</u>	p.13
2.2.2.1.1 <i>En site terrestre (milieu sec) :</i>	p.13
2.2.2.1.2 <i>En site immergé (milieu hydraulique) :</i>	p.14
<u>2.2.2.2 L'extraction des roches massives :</u>	p.15
2.2.3 Le transfert vers les installations de traitement :	p.16
<u>2.2.3.1 Manutention continue :</u>	p.16
<u>2.2.3.2 Manutention discontinue :</u>	p.16
2.2.4 Le traitement des granulats :	p.17
<u>2.2.4.1 Le concassage :</u>	p.17
<u>2.2.4.2 Le criblage :</u>	p.18
<u>2.2.4.3 Le lavage :</u>	p.18
<u>2.2.4.4 Stockage et livraison :</u>	p.19
<u>2.2.4.5 Suivi de production :</u>	p.19
2.2.5 La remise en état du site exploité :	p.19

CHAPITRE III : LA REGLEMENTATION.

3.1 Mines ou carrières ?	p.21
3.2 Evolution de la réglementation :	p.22
3.3 La loi du 4 janvier 1993 relative aux carrières :	p.23
3.4 Le contrôle des carrières :	p.24
3.4.1 Le dossier de demande d'autorisation :	p.24
3.4.2 L'étude d'impact :	p.26
3.5 La réglementation sur l'eau intégrée à la réglementation des carrières :	p.26
3.6 L'arrêté ministériel du 22 septembre 1994 relatif aux exploitations de carrières et aux installations de premier traitement modifié par l'arrêté du 24 janvier 2001 :	p.27



CHAPITRE IV : LES EAUX EN CARRIERE.

4.1 Les eaux de ruissellement :	p.31
4.2 Les eaux de lavage des matériaux :	p.31
4.3 Les eaux d'exploitation :	p.31
4.4 Conclusion :	p.32

CHAPITRE V : GENERALITES SUR LE TRAITEMENT DES EAUX DE PROCEDE ET PLUVIALES.

5.1 La décantation naturelle dans un bassin :	p.33
5.1.1 Généralités :	p.33
5.1.2 Les avantages :	p.35
5.1.3 Les inconvénients :	p.35
5.2 La décantation par floculation :	p.35
5.2.1 Généralités :	p.35
5.2.2 Les coagulants :	p.35
5.2.3 Les flocculants :	p.36
5.2.4 Les bassins de décantation avec ajout de flocculant :	p.37
5.2.5 Décantation à l'aide d'un décanteur conventionnel :	p.37
<u>5.2.5.1 Les différents types de décanteurs :</u>	p.38
<u>5.2.5.2 Comment fonctionne un décanteur ?</u>	p.39
<u>5.2.5.3 Le devenir des boues des décanteurs :</u>	p.40
5.3 Conclusion :	p.40

CHAPITRE VI : LES DIFFERENTS TYPES DE BASSINS ET LEUR DIMENSIONNEMENT.

6.1 Les bassins d'orage :	p.41
6.1.1 Généralités :	p.41
6.1.2 Le dimensionnement des bassins d'orage :	p.42
<u>6.1.2.1 Dimensionnement à partir de données météorologiques simples :</u>	p.42
<u>6.1.2.2 Méthodes de l'Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations (Circulaire n° 77.284 – 1977) :</u>	p.43
<i>6.1.2.2.1 Généralités :</i>	p.44
<i>6.1.2.2.2 La méthode dite « des pluies » :</i>	p.53
<i>6.1.2.2.3 La méthode dite « des volumes » :</i>	p.56
<i>6.1.2.2.4 Conclusion sur l'utilisation des méthodes « des pluies » et « des volumes » :</i>	p.60
<u>6.1.2.3 La méthode du modèle de CAQUOT :</u>	p.61
<i>6.1.2.3.1 Présentation :</i>	p.61
<i>6.1.2.3.2 Calcul du volume d'un bassin d'orage à partir du modèle de CAQUOT :</i>	p.62
6.1.3 Exemples de dimensionnement de bassins d'orages :	p.71
<u>6.1.3.1 Cas le plus fréquent où la carrière est protégée des eaux extérieures :</u>	p.71
<u>6.1.3.2 Cas où un seul sous-bassin versant homogène est drainé par la carrière :</u>	p.82
<u>6.1.3.3 Cas où plusieurs sous-bassins versants sont drainés par la carrière :</u>	p.86
6.1.4 Le coefficient de sécurité :	p.94

6.2 Les bassins de décantation :	p.95
6.2.1 Généralités :	p.95
6.2.2 Le dimensionnement des différents types de bassins de décantation :	p.95
<u>6.2.2.1 Le dimensionnement des bassins de décantation des eaux pluviales :</u>	p.96
6.2.2.1.1 <i>Calcul du débit maximal de ruissellement :</i>	p.96
6.2.2.1.2 <i>Calcul du temps de séjour et détermination de la vitesse de sédimentation :</i>	p.97
6.2.2.1.3 <i>Calcul des dimensions minimales du bassin :</i>	p.99
6.2.2.1.4 <i>Conclusion et autres méthodes :</i>	p.100
<u>6.2.2.2 Le dimensionnement des bassins de décantation des eaux de procédé :</u>	p.103
6.2.2.2.1 <i>Les bassins non entretenus et réaménagés :</i>	p.103
6.2.2.2.2 <i>Dimensionnement de bassins entretenus :</i>	p.105
<u>6.2.2.3 Le dimensionnement des bassins de décantation recevant les eaux pluviales et de procédé :</u>	p.106
6.2.3 Exemples de dimensionnement de bassins de décantation :	p.108
<u>6.2.3.1 Cas d'un bassin de décantation des eaux de ruissellement protégé des eaux extérieures :</u>	p.108
<u>6.2.3.2 Cas d'un bassin de décantation des eaux de procédé :</u>	p.118
6.2.4 Le coefficient de sécurité :	p.121
<u>6.2.4.1 Les bassins de décantation des eaux pluviales :</u>	p.121
<u>6.2.4.2 Les bassins de décantation des eaux de procédé :</u>	p.121
6.2.5 Conception des bassins de décantation :	p.122
<u>6.2.5.1 Les précautions à prendre :</u>	p.122
<u>6.2.5.2 Les bassins de décantation des eaux de procédé :</u>	p.123



6.2.5.3 Les bassins de décantation des eaux pluviales : p.123

6.3 Conclusion : p.125

CHAPITRE VII : LES INTERACTIONS EAU/GRAVIERES. LE CAS DE L'EVAPOTRANSPIRATION.

7.1. Rappel des interactions eau/carrière en milieu alluvionnaire :	p.126
7.1.1 L'impact hydrodynamique :	p.126
<u>7.1.1.1 Les eaux souterraines :</u>	p.126
<i>7.1.1.1.1 Les perturbations affectant la surface piézométrique :</i>	p.126
<i>7.1.1.1.2 Le colmatage :</i>	p.130
<i>7.1.1.1.3 Les conséquences des impacts hydrodynamiques :</i>	p.131
<u>7.1.1.2 Les eaux superficielles :</u>	p.131
7.1.2 Les impacts hydromécaniques :	p.131
7.1.3 Les impacts hydrothermiques :	p.132
7.1.4 Les impacts hydrochimiques :	p.132
<u>7.1.4.1 Les modifications chimiques :</u>	p.132
<u>7.1.4.2 Les risques de pollutions :</u>	p.132
7.1.5 Les impacts hydrobiologiques :	p.133
7.2 Les phénomènes d'évapotranspiration au niveau des plans d'eau des gravières et la comparaison avec d'autres types d'occupation du sol :	p.134
7.2.1 L'impact volumétrique sur les eaux souterraines :	p.134
7.2.2 L'effet permanent de puisage :	p.134
7.2.3 Estimation des pertes par évaporation d'une gravière :	p.135
7.2.4 L'impact de l'évaporation de gravières sur une nappe alluviale :	p.137

7.2.5 Comparaison avec l'évapotranspiration d'autres types d'occupation des sols :	p.138
<u>7.2.5.1 La transpiration des végétaux :</u>	p.138
<u>7.2.5.2 L'évaporation à partir d'un sol nu :</u>	p.141
<u>7.2.5.3 Conclusion :</u>	p.143
7.2.6 Conclusion :	p.144

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Annexe 1 : Vitesse de sédimentation des particules.

Annexe 2 : Coupe type d'un bassin de décantation rectangulaire avec surcreusement.

Annexe 3 : Débit par mètre de longueur de seuil selon BAZIN et la S.I.A.

Annexe 4 : Délimitation des zones de pluviométrie homogène.

Annexe 5 : Evaluation de la capacité spécifique de stockage des bassins de retenue.

Annexe 6 : Coefficients de ruissellement.

Annexe 7 : Aperçu des tableurs Excel mis à la disposition du bureau d'études E.N.C.E.M.

Annexe 8 : Les cinq classes granulométriques des particules du sol.

Annexe 9 : Valeurs de $a(F)$ et $b(F)$ en fonction des régions, de la période de retour et de l'intervalle des durées d'averses.

Annexe 10 : Exemple de données sur des flocculants.

LISTE DES FIGURES

Fig. 1 : Différents types de granulats.	p.2
Fig. 2 : Installation de traitement dans une carrière de granulats alluvionnaires.	p.3
Fig. 3 : Carrière de granulats calcaires.	p.3
Fig. 4 : Consommations par nature d'emplois (en millions de tonnes).	p.4
Fig. 5 : Consommations par nature d'ouvrages (en millions de tonnes).	p.5
Fig. 6 : Production nationale de granulats (en millions de tonnes).	p.6
Fig. 7 : Productions régionales (en millions de tonnes).	p.7
Fig. 8 : Exploitation à flanc de coteau.	p.10
Fig. 9 : Exploitation en fosse.	p.11
Fig. 10 : A : Découverte peu importante ; exploitation possible. B : Découverte trop importante pour envisager l'exploitation.	p.13
Fig. 11 : Extraction en terrain meuble.	p.13
Fig. 12 : Extraction en site immergé à l'aide d'une dragueline.	p.14
Fig. 13 : Abattage du front de taille à l'explosif.	p.15
Fig. 14 : Transporteur à bandes.	p.16
Fig. 15 : Chargement d'un camion afin de transférer les granulats jusqu'aux installations de traitement.	p.16
Fig. 16 : Concassage.	p.17
Fig. 17 : Triage sur crible.	p.18
Fig. 18 : Lavage de granulats par jet d'eau.	p.18
Fig. 19 : Schéma de principe d'un décanteur raclé.	p.38
Fig. 20 : Schéma de principe d'un décanteur à lit de boue.	p.39
Fig. 21 : Mécanisme d'un bassin d'orage.	p.41
Fig. 22 : Nomogramme d'évolution des coefficients d'apport C.	p.44
Fig. 23 : Infiltration et durée de vidange d'un plan d'eau en fonction de la perméabilité du sol.	p.46
Fig. 24 : Le terrain séparant le fond du bassin de la nappe est composé de couches différentes.	p.47
Fig. 25 : La perte de charge s'effectue entièrement dans la couche peu perméable.	p.47
Fig. 26 : La nappe est à faible profondeur, la couche perméable est très profonde.	p.48

Fig. 27 : Le bassin traverse entièrement la couche aquifère libre en régime permanent.	p.48
Fig. 28 : Le bassin traverse une couche aquifère en charge en régime permanent.	p.49
Fig. 29 : Agents responsables des trois processus de colmatage.	p.49
Fig. 30 : Les différentes valeurs du coefficient k.	p.51
Fig. 31 : Déversoir sans contraction latérale ($l = L$), avec écoulement à nappe libre.	p.52
Fig. 32 : Méthode des pluies.	p.54
Fig. 33 : Faisceau des courbes de pluie de différentes fréquences à Paris-Montsouris.	p.55
Fig. 34 : Délimitation des zones de pluviométrie homogène.	p.56
Fig. 35 : Evaluation de la capacité spécifique de stockage des bassins de retenue.	p.57
Fig. 36 : Schéma de bassin versant.	p.63
Fig. 37 : Limites d'un bassin versant.	p.63
Fig. 38 : Délimitation des zones de pluviométrie homogène.	p.66
Fig. 39 : Formules superficielles des débits $Q_{p(F)}$ pour les périodes de retour de 1 à 10 ans (FRANCE métropolitaine et Corse).	p.66
Fig. 40 : Coefficients $\alpha(T)$ applicables à $Q_{p(T=10)}$.	p.67
Fig. 41 : Formules superficielles pour les départements d'outre-mer.	p.67
Fig. 42 : Diagramme représentatif du modèle de CAQUOT.	p.69
Fig. 43 : Un bassin étroit entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement.	p.122
Fig. 44 : La plus grande dimension du bassin doit être orientée parallèlement à la direction d'écoulement du fluide.	p.122
Fig. 45 : Type de bassin envisageable.	p.124
Fig. 46 : Effet temporaire : rabattement de la nappe.	p.126
Fig. 47 : Modification de la piézométrie dans le cas d'une gravière non colmatée.	p.127
Fig. 48 : Effet du colmatage de la carrière.	p.128
Fig. 49 : Exemple d'orientation des gravières.	p.129
Fig. 50 : Effets du morcellement des gravières colmatées.	p.129
Fig. 51 : Augmentation des risques de pollution des nappes mises à nu.	p.133
Fig. 52 : L'effet permanent de puisage.	p.134
Fig. 53 : Bac de type A.	p.135
Fig. 54 : Bac enterré type « Colorado » (Etats-Unis).	p.135



Fig. 55 : Evaporomètre Piche.	p.136
Fig. 56 : Exemple de valeurs d'ETP pour une période de retour de 10 ans en région Ile-de-FRANCE (en millimètres de lame d'eau).	p.136
Fig. 57 : Bilan des apports atmosphériques aux gravières étudiées (en mm), de 1994 à 1996, en année hydrologique (du 11/93 au 11/96).	p.137
Fig. 58 : Transpiration en mm par jour.	p.139
Fig. 59 : Transpiration par hectare.	p.139
Fig. 60 : Résumé des observations sur les lysimètres de Berlin-Eberswald.	p.140
Fig. 61 : Rapport de l'évapotranspiration mensuelle d'une surface gazonnée à celle d'une surface d'eau (Evaporomètre WILD).	p.141
Fig. 62 : Comparaison des taux d'évaporation moyens mensuels (en mm) d'une surface d'eau, de terre noire et de gazon à Oudewetering (Hollande).	p.142
Fig. 63 : La nappe n'est alimentée que par infiltration des eaux de pluie et n'en reçoit qu'une faible partie.	p.143

INTRODUCTION

La présence d'eau en carrière est inéluctable et pose parfois des problèmes de gestion, notamment au niveau du dimensionnement des bassins. C'est pourquoi l'objectif premier de ce mémoire est de servir d'outil au bureau d'études E.N.C.E.M. (Environnement Carrières et Matériaux) à travers des cas concrets. Cela afin de dimensionner dans les dossiers d'études d'impact, les différents bassins rencontrés en carrière.

Il était utile de faire le point sur cette problématique en raison de l'existence de divers types de bassins et du faible recul par rapport aux articles de l'arrêté du 22 septembre 1994 concernant la gestion des eaux pluviales et de procédé.

Ce rapport a pour but de faire une synthèse et une analyse critique des méthodes de calcul utilisées. Il permettra aussi de proposer des approches de calcul de dimensionnement adaptées aux différents contextes rencontrés sur les sites d'exploitation de carrière.

L'industrie des granulats est très développée dans les plaines alluviales qui sont également convoitées pour d'autres activités comme l'exploitation de l'eau potable et l'agriculture. L'extraction des granulats conduit notamment à la création de plans d'eau qui résultent de la mise au contact de la nappe alluviale avec l'atmosphère.

Après un rappel des interactions eau/gravières, le but de ce rapport sera aussi de dresser un bilan sur les phénomènes d'évaporation au niveau de ces plans d'eau de carrière.

1.1 Qu'est-ce qu'un granulat ?

Les granulats sont des petits morceaux de roches destinés à réaliser des ouvrages de travaux publics, de génie civil et de bâtiment. Leurs dimensions sont comprises entre 0 et 125 mm.

Les granulats sont mis en œuvre :

- Soit directement, sans liant pour les solidariser : ballast des voies de chemin de fer, couche de fondation des routes, remblais...
- Soit en les solidarisant avec un liant : ciment pour le béton, bitume pour les enrobés...

Ces grains sont obtenus en exploitant des gisements de sables et graviers d'origine alluvionnaire terrestre, ou marine, en concassant des roches massives (calcaires ou éruptives) ou encore par le recyclage de produits tels que les matériaux de démolition ou les laitiers de la sidérurgie.



Fig. 1 : Différents types de granulats. De gauche à droite : granulats d'origine alluviale, éruptive, calcaire, marine et granulats de recyclage.

1.1.1 Les granulats alluvionnaires :

Les gisements alluvionnaires correspondent à des matériaux non consolidés, généralement déposés pendant l'ère quaternaire par les glaciers, les cours d'eau ou sur les fonds marins peu profonds. Le site géographique le plus habituel est celui du lit ou de l'ancien lit d'une rivière. En fonction de la situation du gisement par rapport à la hauteur du cours d'eau ou de la nappe phréatique, l'exploitation aura lieu « à sec » ou « dans l'eau ».



Fig. 2 : Installation de traitement dans une carrière de granulats alluvionnaires.

1.1.2 Les granulats de roches massives :

Les gisements de roches massives correspondent à une multitude de situations géologiques (couches plus ou moins épaisses, filons, épanchements volcaniques, massif de granite...) et à des localisations géographiques très différentes. La carrière peut être implantée en plaine, sur un plateau ou à flanc de relief.

Il est possible de fabriquer des granulats à partir de roches éruptives, métamorphiques et de roches sédimentaires consolidées (calcaires...).



Fig. 3 : Carrière de granulats calcaires.

1.1.3 Les granulats de recyclage et artificiels :

Depuis quelques années, on produit des granulats de recyclage en concassant des matériaux de démolition issus des bâtiments ou des chaussées (bétons, pierre de taille...) et des sous-produits de l'industrie (laitiers de hauts fourneaux, mâchefers...).

1.2 Les granulats : une matière indispensable :

1.2.1 Les besoins :

Les granulats constituent la matière première essentielle du bâtiment et des travaux publics, sans laquelle la réalisation des ouvrages serait aujourd'hui impossible. En FRANCE, chaque année, on produit et on utilise plus de 350 millions de tonnes de granulats pour l'ensemble de la construction (386 millions de tonnes en 1999). Ce qui correspond à environ 6 tonnes par habitant et par an : après l'eau et l'air, le granulat est le bien naturel le plus consommé. Chaque jour, il faut produire un million de tonnes de granulats sur l'ensemble du territoire pour répondre à la demande de l'économie du pays.

Le bâtiment a absorbé en 1999, 22 % de la production de granulats, qui sont utilisés dans la fabrication du béton et entrent pour un tiers dans son prix. La construction d'une maison demande par exemple 100 à 300 tonnes de granulats. Celle d'un hôpital ou d'un lycée ; 20 000 à 40 000 tonnes.

Les travaux publics ont consommé en 1999, 301 millions de tonnes de granulats (78% de la production). Un kilomètre d'autoroute demande environ 30 000 tonnes de granulats. La réalisation d'un kilomètre de voies ferrées, nécessite environ 10 000 tonnes de ballast.

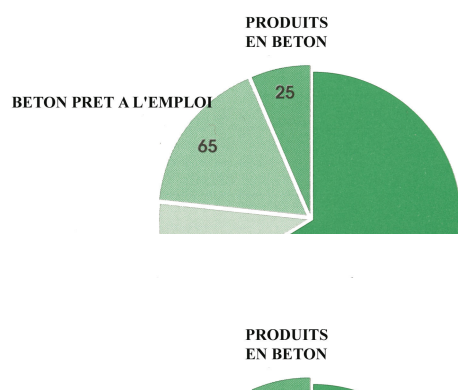


Fig. 4 : Consommations par nature d'emplois (en millions de tonnes) (Source : Union Nationale des Producteurs de Granulats).

CONSOMMATIONS PAR NATURE D'OUVRAGES		
BÂTIMENT	85 Ml	22 %
GÉNIE CIVIL	301 Ml	78 %

Fig. 5 : Consommations par nature d'ouvrages (en millions de tonnes) (U.N.P.G).

1.2.2 Les ressources :

1.2.2.1 Analyse qualitative de l'offre :

La géologie de la FRANCE conditionne l'emplacement des aires de production en fonction de la nature des terrains.

La grande richesse et la grande diversité des formations géologiques en FRANCE se traduisent par une large variété de granulats :

- Les roches meubles sont activement exploitées le long des fleuves et de leurs affluents. Le développement important de l'exploitation de ces matériaux ainsi que la place prépondérante qu'ils occupent aujourd'hui sur le marché des granulats s'expliquent par :
 - la proximité des lieux de consommation,
 - le large éventail des qualités,
 - les coûts de production modérés (grâce au travail de prélavage, préconcassage et criblage effectué durant les phases géologiques de dépôt).
- Les roches calcaires affleurent essentiellement dans les bassins sédimentaires et les chaînes plissées récentes. Les granulats calcaires satisfont aux exigences techniques de la demande courante : bétons hydrauliques et viabilité.
- Les roches éruptives sont surtout exploitées dans les massifs anciens. Les granulats éruptifs conviennent à la confection des bétons hydrauliques et à l'exécution des travaux de viabilité courants.

1.2.2.2 Analyse quantitative de l'offre :

La production nationale de granulats atteignait 386 millions de tonnes en 1999.

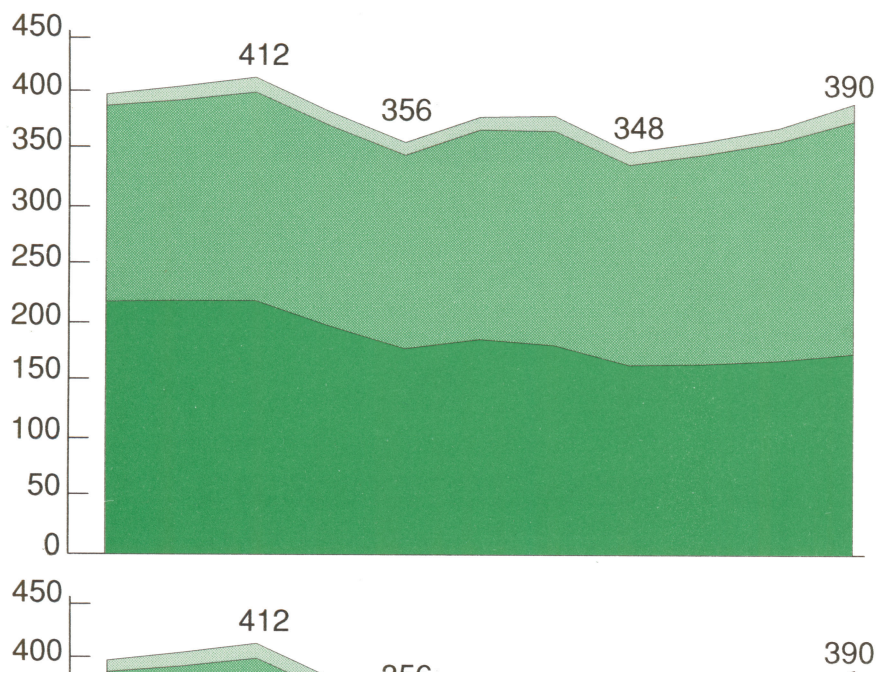


Fig. 6 : Production nationale de granulats (en millions de tonnes) (U.N.P.G.).

La production régionale (en millions de tonnes) se répartie ainsi :

PRODUCTIONS RÉGIONALES

(En millions de tonnes)

	R. meubles	R. massives	Recycl.	TOTAL	% 99/98
1 RHONE-ALPES	26,4	10,9	0,6	37,9	+0,3
2 PAYS-DE-LA-LOIRE	7,6	29		36,6	+9,9
3 BRETAGNE	3,2	24,5 ...		27,7	+7,8
4 PROVENCE	10,7	16,1 ...		26,8	-1,1
5 ALSACE	22,3	0,7	0,8	23,8	-0,4
6 POITOU-CHARENTES	5,3	16,7		22	+14
7 MIDI-PYRÉNÉES	11,6	8,4		20	+13
8 LANGUEDOC	5	14,4		19,4	+6,6
9 LORRAINE	7,5	5,7	4,7	17,9	+11,9
10 AQUITAINE	11	6,7		17,7	+2,3
11 CENTRE	9,5	7,5 ...		17	+3
12 NORD	2,2	9,7	5	16,9	+9,7
13 BOURGOGNE	6	9,5 ...		15,5	+6,2
14 ILE-DE-FRANCE	11,4	2	1,9	15,3	+10,1
15 BASSE-NORMANDIE	2	12,5		14,5	0
16 FRANCHE-COMTÉ	2,6	9,7		12,3	+7
17 AUVERGNE	3,8	8,3		12,1	-0,8
18 HAUTE-NORMANDIE	10,9	0,7 ...		11,6	+10,5
19 CHAMPAGNE	5,4	4,4 ...		9,8	+5,4
20 PICARDIE	8,9	0,8 ...		9,7	+6,6
21 LIMOUSIN	0,6	4,5		5,1	+6,3

Fig. 7 : Productions régionales (en millions de tonnes) (U.N.P.G.).

1.2.3 L'outil de production :

Avec un chiffre d'affaires global de 16,1 milliards de francs (2,45 milliards d'euro) hors taxes en 1999 et un effectif de 14 900 personnes employées dans 1 770 entreprises, l'industrie des granulats occupe en FRANCE, dans la filière du bâtiment et des travaux publics, une place non négligeable. Différents grands groupes sont présents : G.S.M, MORILLON CORVOL, LAFARGE...

1.3 Granulats et qualité :

Comme tous les produits entrant dans la constitution d'ouvrages à hautes performances, les granulats doivent répondre à des critères de qualité qui dépendent :

- de la nature de la roche (résistance aux chocs et à l'usure, caractéristiques physico-chimiques...),
- de caractéristiques liées à l'élaboration des granulats (dimensions, formes, propreté...).

1.3.1 La nature minérale des granulats :

Elle est souvent un critère fondamental de leur utilisation. Chaque roche possède des caractéristiques spécifiques de solidité, de résistance à la compression, au gel... ou des propriétés chimiques compatibles ou non avec tel liant ou tel usage.

1.3.2 La taille des granulats :

Elle doit répondre à des critères granulométriques précis qui dépendent de leurs utilisations. Les producteurs sont en mesure de fournir des granulats parfaitement calibrés. Le calibrage n'est jamais une taille exacte, mais une fourchette plus ou moins large obtenue à l'aide des opérations de concassage et de criblage. Ex : granulats 6/10, granulats dont les grains sont compris entre 6 et 10 mm.

1.3.3 La qualité des produits :

Eléments constitutifs primordiaux du bâtiment, du génie civil et des travaux publics, les granulats doivent être conformes à des normes (françaises et européennes) dans lesquelles les caractéristiques contrôlées et les niveaux de valeurs recherchés sont fonction de la nature de l'ouvrage mais également des modes de mise en œuvre. La régularité du produit est essentielle.

Depuis quelques années, la profession s'est donnée les moyens de promouvoir la qualité industrielle de ses produits, par leur certification.

Créée à l'initiative de l'Union Nationale des Producteurs de Granulats (U.N.P.G.), l'Association Technique pour la Certification des Granulats (A.T.C.G.) gère depuis 1992 la marque NF Granulats sous l'égide de l'A.F.N.O.R. (Association Française de Normalisation).



La certification nécessite de mettre en œuvre dans chaque site de production un système de contrôle de la qualité tout au long de l'élaboration du granulat. Conformément à des normes d'essais et des normes produits, ce contrôle comporte, entre autres, des tests sur le produit fini (dureté, propreté, granulométrie...).

La mise en place d'un système de qualité permet de s'assurer de la conformité aux normes de la totalité de la production et pas seulement du lot contrôlé.

2.1 Les différents types de carrières :

2.1.1 Les carrières en milieu alluvionnaire :

Une gravière est une carrière où sont exploités des sables et des graviers alluvionnaires.

Ces roches meubles peuvent être classées selon leur nature géologique :

- Les alluvions silicieuses, matériaux meubles constitués à moins de 20% d'éléments d'origine calcaire.
- Les alluvions silico-calcaires (20 à 80% d'éléments calcaires).
- Les alluvions calcaires (constituées à plus de 80% d'éléments calcaires).

En fonction de la situation du gisement par rapport à la hauteur du cours d'eau ou de la nappe phréatique, l'exploitation aura lieu hors d'eau ou en eau.

- Exploitation hors d'eau : le gisement est situé au-dessus du toit piézométrique. Les impacts sur la nappe sont donc faibles.
- Exploitation en eau : désormais, seules sont autorisées les exploitations en lit majeur. Ces exploitations sont situées dans la zone inondable du cours d'eau et dans la zone anciennement occupée par la rivière où se sont déposées les alluvions. La gravière peut dans ce cas être « ouverte » sur la rivière, c'est-à-dire qu'elle communique avec elle. La gravière est dite « fermée », lorsqu'elle ne possède pas de liaison directe avec le cours d'eau.

Les exploitations en lit mineur sont interdites depuis l'arrêté du 22 septembre 1994. Rappelons que « le lit mineur d'un cours d'eau est l'espace d'écoulement des eaux formé d'un chenal unique ou de plusieurs bras ou de bancs de sables ou galets, recouvert par les eaux coulant à pleins bords avant débordement » (d'après l'arrêté du 24 janvier 2001 modifiant l'arrêté du 22 septembre 1994 relatif aux exploitations de carrières et aux installations de premier traitement des matériaux de carrières). Ce type d'exploitation provoquait entre autres des déstabilisations de piles de ponts et une pollution importante des cours d'eau (M.E.S.).

Les carrières alluvionnaires se caractérisent par une puissance modérée : 6 à 7 mètres, rarement plus de 12 mètres, sauf dans la vallée du Rhin (30 à 60 mètres) et dans la région lyonnaise (20 à 50 mètres). Ces carrières occupent souvent une surface importante.

2.1.2 Les carrières en roche massive :

Ces exploitations regroupent plusieurs types de roches :

- Les roches magmatiques ou éruptives : Elles proviennent du refroidissement d'un magma préalablement fondu. On distingue deux cas :
 - Les roches volcaniques : On trouve des roches volcaniques récentes telles que le basalte, le trachyte ou l'andésite qui sont des roches épanchées par le volcanisme récent du Massif Central. Les roches volcaniques anciennes (rhyolites...) sont exploitées dans les massifs montagneux anciens.
 - Les roches plutoniques : Ces roches éruptives anciennes sont des roches à cristaux plus ou moins développés (granites, diorites, micro-diorites, gabbros...).
- Les roches sédimentaires consolidées telles que les calcaires ou les grès. Elles doivent être concassées pour donner des granulats. On les exploite dans les bassins sédimentaires (Bassin Parisien, Bassin Aquitain) et dans les régions montagneuses (Jura, Provence, Ardennes, Alpes, Pyrénées...).
- Les roches métamorphiques telles que les schistes, les gneiss, les quartzites, les marbres et les amphibolites. Les roches métamorphiques dures (quartzites, gneiss) affleurent plus particulièrement dans les massifs montagneux anciens (chaîne Hercynienne) où elles sont exploitées : Vosges, Massif Armoricaïn (Normandie, Bretagne, Vendée), Massif Central, Corse.

On trouve deux configurations possibles de carrières à roche massive :

- l'extraction à flanc de coteau (fig. 8),

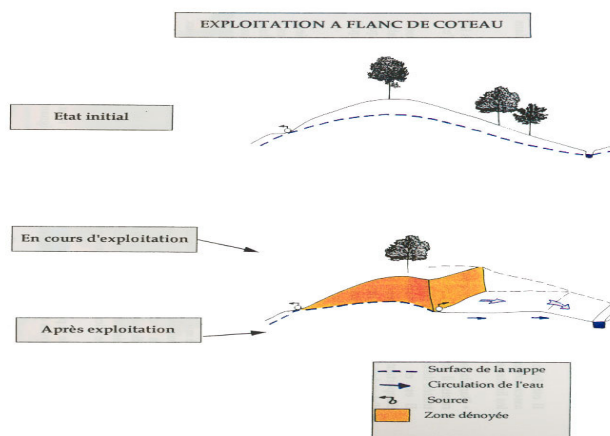


Fig. 8 : Exploitation à flanc de coteau.

- l'extraction en fosse emboîtée (fig. 9).

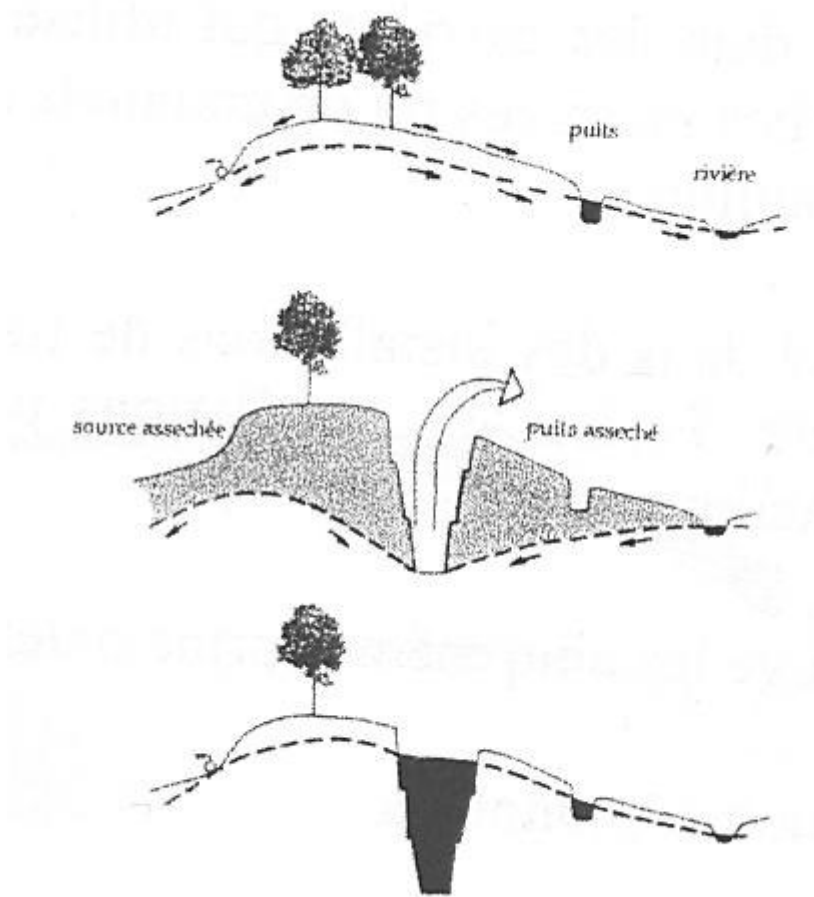


Fig. 9 : Exploitation en fosse.

Ces deux configurations ont un impact différent sur la nappe.

Les exploitations en roche massive se caractérisent par une puissance importante des gisements et une superficie plus ou moins faible par rapport aux carrières alluvionnaires. Ce manque de place peut poser des problèmes lors de la mise en place de bassins de décantation. A moins de procéder à un dimensionnement et un entretien régulier des bassins comme nous le verrons ultérieurement.

La nécessité d'exploiter à de grandes profondeurs, entraîne fréquemment l'arrivée d'eau au fond de la carrière. Cette eau accumulée en fond de fouille doit être pompée pour permettre la poursuite de l'exploitation du gisement.

2.2 La production de granulats :

Elle nécessite deux principaux types d'opérations : l'extraction et le traitement :

- L'extraction s'effectue dans les carrières qui utilisent des techniques différentes selon qu'il s'agit de roches massives ou de granulats alluvionnaires meubles, soit à sec, soit en milieu hydraulique.
- Le traitement est réalisé dans des installations de traitement généralement situées sur le site de la carrière. Parfois les installations peuvent se situer à un endroit différent du site d'extraction.

Dans tous les cas, on retrouve les cinq mêmes principales étapes de production :

- décapage des niveaux non exploitables,
- extraction des matériaux,
- transfert sur les lieux de traitement,
- traitement des granulats pour obtenir les produits finis,
- remise en état du site exploité.

2.2.1 Le décapage (ou découverte) des niveaux non exploitables :

Découvrir, c'est retirer les terrains situés au-dessus des niveaux à exploiter :

- terre végétale,
- roches plus ou moins altérées,
- niveaux stériles.

Les matériaux de découverte, terres végétales et matériaux stériles, doivent être stockés indépendamment de façon à pouvoir être réutilisés lors du réaménagement de la carrière, sans pour autant gêner les différentes phases de l'exploitation. La prise en compte de la quantité des terrains à découvrir importe dans l'étude d'un gisement.

Une découverte jugée trop importante peut éventuellement amener à renoncer à l'ouverture d'une exploitation.

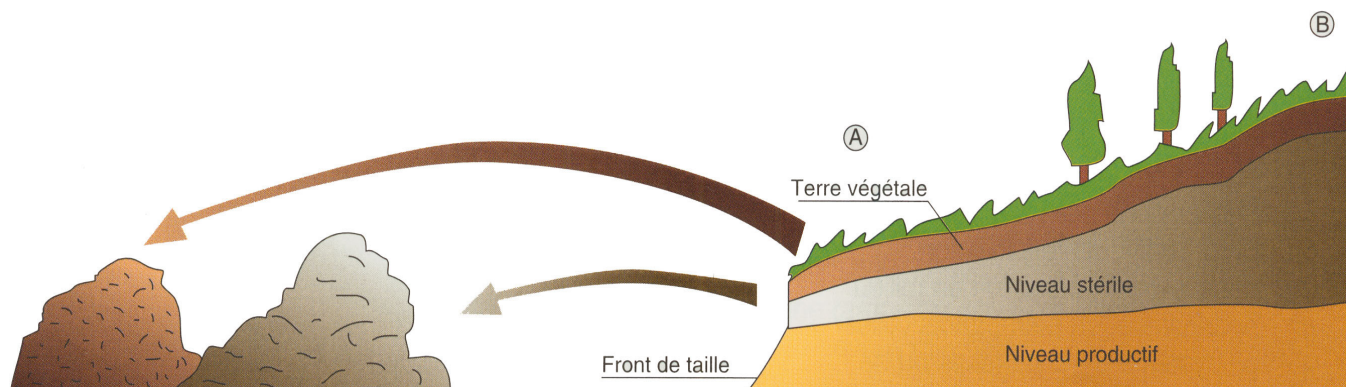


Fig. 10 : A : Découverte peu importante ; exploitation possible.
B : Découverte trop importante pour envisager l'exploitation.

2.2.2 L'extraction des matériaux :

2.2.2.1 L'extraction en terrain meuble :

2.2.2.1.1 En site terrestre (milieu sec) :

Quand le gisement de granulats alluvionnaire se situe au-dessus du niveau d'eau (nappe phréatique, eau de la rivière...), on exploite directement les matériaux avec les engins traditionnels des travaux publics tels que des pelles ou des chargeuses (bulldozers munis d'un large godet basculant). L'extraction peut avoir lieu en fouille (par le haut) ou en butte (par le bas) avec une progression latérale du front de taille.



Fig. 11 : Extraction en terrain meuble.

2.2.2.1.2 En site immergé (milieu hydraulique) :

L'extraction peut être réalisée par des engins flottants : drague à godets, à grappin ou drague suceuse. Dans le cas de site immergé peu profond, l'exploitation pourra avoir lieu depuis la rive avec des pelles à câble équipées en dragueline, des pelles hydrauliques ou excavateurs à godets. Le dragage ramène à la surface le « tout venant » qui est ensuite chargé sur bateaux, sur camions ou sur bandes transporteuses en bord de rive.



Fig. 12 : Extraction en site immergé à l'aide d'une dragueline.

2.2.2.2 L'extraction des roches massives :

Dans ce type de gisement compact, l'extraction des roches nécessite l'emploi des explosifs. Les tirs de mines provoquent l'abattage d'une grande quantité de matériaux éclatés. Les éclats de roche (éléments généralement de plusieurs décimètres) sont ensuite chargés et transportés au centre de traitement. Procéder à un tir nécessite un plan de tir comprenant :

- le forage de trous (leurs dispositions, leur nombre),
- le choix des explosifs,

- le déclenchement du tir.

Le tir est placé sous la responsabilité d'un professionnel spécialisé : le « boutefeu ». Un tir de mine peut abattre jusqu'à plusieurs dizaines de milliers de tonnes de roche en une seule opération.



Fig. 13 : Abattage du front de taille à l'explosif.

2.2.3 Le transfert vers les installations de traitement :

La manutention des matériaux entre le lieu d'extraction et le centre de traitement (le plus rapproché possible) s'effectue soit en continu, soit en discontinu.

2.2.3.1 Manutention continue :

Elle se fait par transporteurs à bandes. On modifie la position des unités de bandes transporteuses en fonction de la progression de l'exploitation. Dans le cas d'extraction en milieu hydraulique, on peut parfois utiliser un système de tuyauteries ou de bandes transporteuses flottantes entre la drague et la berge.



Fig. 14 : Transporteur à bandes.

2.2.3.2 Manutention discontinue :

Elle peut se faire par :

- bateaux ou barges dans le cas d'exploitations immergées assez loin des rives,
- camions et dumpers pour les extractions terrestres.



Fig. 15 : Chargement d'un camion afin de transférer les granulats jusqu'aux installations de traitement.

2.2.4 Le traitement des granulats :

Les opérations de concassage, de débourbage, de triage et de lavage permettent d'obtenir, à partir de matériaux d'origine de la carrière, toute une gamme très variée de granulats qui répond aux divers besoins techniques. Ces opérations peuvent avoir lieu dans des ordres différents et à une ou plusieurs reprises pour fabriquer des granulats diversifiés à partir de la même roche de départ, qu'elle soit alluvionnaire ou massive.

2.2.4.1 Le concassage :

Les phases de concassage s'effectuent dans des concasseurs qui permettent de réduire, de façon successive, la taille des éléments.



Fig. 16 : Concassage.

Il existe différents types de concasseurs :

- concasseurs à mâchoires,
- concasseurs à percussion,
- concasseurs à projection centrifuge,
- concasseurs giratoires.

La fabrication des granulats à partir de roches massives nécessite toujours plusieurs opérations de concassage. Dans le cas de granulats alluvionnaires, le concassage ne s'effectue que sur les plus gros éléments (galets, gros graviers) ou dans des cas particuliers.

2.2.4.2 Le criblage :

Les opérations de criblage ou de tamisage permettent de sélectionner les grains, le crible ne laissant passer dans ces mailles que les éléments inférieurs à une certaine taille. On peut ainsi, par une succession de criblages, trier les grains et obtenir des granulats de tous les calibres possibles :

- Soit correspondant à une dimension précise (granulométrie), exemple : sable de 3mm.

- Soit en entrant dans une fourchette définie, exemple : $10\text{ mm} < \text{granulats} < 20\text{ mm}$.

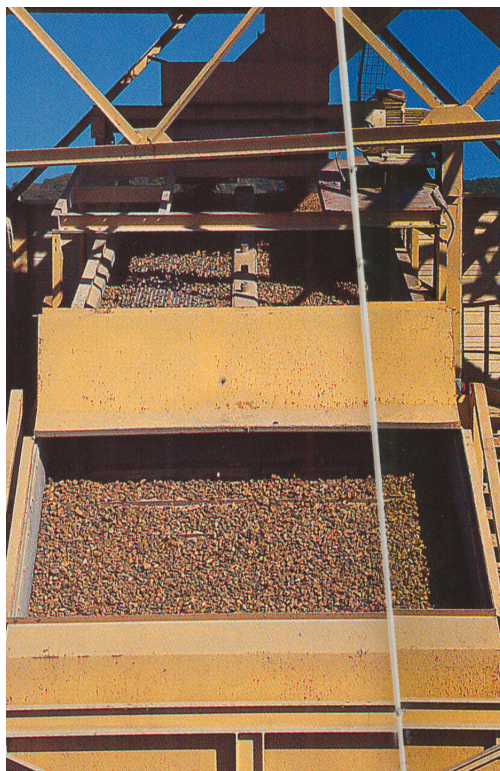


Fig. 17 : Triage sur crible.

2.2.4.3 Le lavage :

Débourber, laver ou dépoussiérer permet d'obtenir des granulats propres. La propreté des granulats est une nécessité industrielle. La présence de boues, d'argiles ou de poussières mélangées aux matériaux ou enrobant les grains, empêche leur adhérence avec les liants (ciments, chaux, laitier ou bitume), ce qui interdit alors leur utilisation.



Fig. 18 : Lavage de granulats par jet d'eau.

Les eaux de lavage sont ensuite traitées dans des bassins de décantation ou avec des décanteurs qui nécessitent l'utilisation de flocculants. Nous étudierons plus en détail l'utilisation de ces deux techniques (Chapitre V).

Les opérations de criblage et de lavage sont souvent réalisées conjointement, une rampe de jets d'eau étant disposée au-dessus du crible.

2.2.4.4 Stockage et livraison :

En fin de traitement, on obtient des produits de qualité répondant à des critères bien précis :

- nature des granulats : calcaire, silice, éruptif... dépendant du gisement,
- forme des grains : anguleux, arrondis,
- granulométrie précise ou fourchette granulométrique.

L'exploitant peut être amené à réaliser des mélanges avec des proportions précises pour chaque composant, ceci en vue d'utilisations bien particulières.

Une fois réduits, traités et classés, les granulats sont acheminés vers les aires de stockage, soit sous forme de tas individualisés, soit en trémies ou silos.

Différents moyens de transport (trains, camions ou péniches) permettent ensuite de les livrer à la clientèle. Ils peuvent être également travaillés sur place dans le cas de l'installation d'une centrale d'enrobage au bitume, sur le site même de la carrière.

2.2.4.5 Suivi de production :

Tout au long du processus de fabrication, on procède à des opérations régulières de contrôle de qualité portant sur différents paramètres (dureté, calibrage, propreté, respect des normes...).

2.2.5 La remise en état du site exploité :

La loi du 4 janvier 1993 sur les carrières fait obligation à l'exploitant de constituer dès le début de l'exploitation, des garanties financières destinées à assurer la remise en état du site.

Le réaménagement des carrières s'effectue progressivement tout au long des phases d'exploitation jusqu'à la fermeture du site.

Désormais, le mode de réaménagement n'est plus une décision a posteriori. Il est défini par l'étude d'impact et précisé dans l'autorisation d'exploiter avant l'ouverture du site.

On peut envisager plusieurs solutions de réaménagement qui dépendent :

- Du type de carrière :
 - carrière en eau, profonde ou peu profonde (une carrière en eau peut éventuellement être remblayée et devenir un terrain sec),
 - carrière à flanc de coteau ou en fosse plus ou moins profonde.
- De l'environnement du site :
 - site urbain,
 - site rural...

Il existe différents exemples de réaménagement :

- création d'une zone ornithologique,
- base de loisir (baignade, canotage, planche à voile...),
- réaménagement forestier : reboisement,
- étang de pêche,
- création d'une zone résidentielle,
- remise en état à des fins agricoles.

L'activité d'une carrière et son réaménagement peuvent donc participer à la valorisation d'un milieu et du paysage qui lui est associé. D'anciennes carrières ont ainsi été classées Zone Naturelle d'Intérêt Ecologique, Floristique et Faunistique (Z.N.I.E.F.F.).

3.1 Mines ou carrières ?

Les notions de mines et carrières sont des notions juridiques définies par le code minier. Ce code distingue les substances de mines dont il fixe la liste de façon exhaustive et les autres substances, qui sont dites substances de carrières. Il faut noter que cette distinction n'a rien à voir avec le caractère souterrain ou à ciel ouvert de l'exploitation : il existe des carrières souterraines et des mines à ciel ouvert.

Les substances de mines comprennent les matières premières énergétiques (houille, hydrocarbures liquides ou gazeux, uranium), les minerais métalliques, la potasse, le sel et quelques autres substances. Les substances de carrières comprennent toutes les autres substances et notamment les matériaux de construction.

Sont considérées comme carrières les activités ainsi désignées par la nomenclature des installations classées (rubrique 2510) :

- Exploitation de carrières au sens de l'article 4 du code minier et de l'article 2 du décret n° 55.586 du 20 mai 1955 modifié portant réforme du régime des substances minérales dans les départements de la Guadeloupe, de la Guyane, de la Martinique et de la Réunion, ainsi que :
 - les opérations de dragage des cours d'eau et des plans d'eau (à l'exception des opérations présentant un caractère d'urgence destinées à assurer le libre écoulement des eaux), lorsque les matériaux sont utilisés et lorsqu'elles portent sur une quantité à extraire supérieure à 2 000 tonnes ;
 - Les affouillements du sol à l'exception des affouillements rendus nécessaires pour l'implantation des constructions bénéficiant d'un permis de construire et des affouillements réalisés sur l'emprise des voies de circulation, lorsque les matériaux prélevés sont utilisés à des fins autres que la réalisation de l'ouvrage sur l'emprise duquel ils ont été extraits et lorsque la superficie d'affouillement est supérieure à 1 000 mètres carrés ou lorsque la quantité de matériaux à extraire est supérieure à 2 000 tonnes.
- Exploitation, en vue de leur utilisation, des masses constituées par des haldes et terrils de mines et par les déchets d'exploitation de carrières (à l'exception des cas visés à l'article 1^{er} du décret n°79.1109 du 20 décembre 1979 pris pour l'application de l'article 130 du code minier), lorsque la superficie d'exploitation est supérieure à 1 000 mètres carrés ou lorsque la quantité de matériaux à extraire est supérieure à 2 000 tonnes par an.

3.2 Evolution de la réglementation :

Depuis 1970, la réglementation relative aux carrières a profondément évolué. Jusqu'en 1970, les carrières étaient soumises à une simple déclaration au titre du code minier ; cette déclaration était destinée à permettre à l'administration de connaître l'existence de la carrière et de pouvoir la surveiller. La réglementation technique était axée sur la sécurité des travailleurs et du public et contrôlée par les arrondissements minéralogiques.

La loi du 2 janvier 1970 a introduit le principe d'une autorisation pour la mise en exploitation des carrières (article 106 du code minier). La loi précisait que « l'autorisation ne peut être refusée que si l'exploitation est susceptible de faire obstacle à une disposition d'intérêt général ». Cette procédure d'autorisation a permis à l'administration d'imposer des conditions de remise en état en fin d'exploitation des carrières, ce qui a constitué un progrès considérable.

Dans la loi du 19 juillet 1976, relative aux Installations Classées pour la Protection de l'Environnement, les carrières ont été explicitement citées à l'article 1^{er}, mais elles n'ont pas été inscrites dans la nomenclature des I.C.P.E. et cette législation ne s'appliquait pas aux carrières (elle s'appliquait par contre aux installations annexes lorsqu'il y en avait).

La loi du 16 juin 1977 modifiant le code minier et le décret d'application du 20 décembre 1979 ont modifié le régime d'autorisation des carrières en le rapprochant sensiblement de celui des installations classées ; autorisation avec étude d'impact et enquête publique pour les grosses carrières (plus de 5 ha ou plus de 150 000 tonnes/an) et autorisation sans enquête publique pour les petites.

Le même décret a par ailleurs institué la Commission Départementale des Carrières, instance consultative des demandes d'autorisation d'exploiter.

La législation actuelle a été fixée par la loi du 4 janvier 1993 relative aux carrières.

L'article 106 du code minier a été supprimé et donc l'autorisation de carrières de titre de ce code ; par contre, les carrières restent soumises aux dispositions du code minier en ce qui concerne la sécurité et l'hygiène du personnel.

Cette loi a soumis les carrières aux dispositions de la loi du 19 juillet 1976 relative aux installations classées avec quelques dispositions particulières. Les carrières sont soumises au régime de l'autorisation et la durée de l'autorisation ne peut excéder 30 ans, sauf renouvellement. Le décret du 9 juin 1994 a introduit la rubrique 2510 « exploitation de carrières » dans la nomenclature des installations classées.

La loi a confirmé l'existence et le rôle de la Commission Départementale des Carrières présidée par le Préfet et composée de représentants de l'administration, de représentants des Collectivités Locales, de représentants des professionnels exploitants de carrières et utilisateurs de matériaux, de représentants des associations de protection de l'environnement et des professions agricoles. La commission donne son avis sur les dossiers d'autorisation.

La mise en activité des carrières est subordonnée à la constitution de garanties financières destinées à garantir la bonne exécution des travaux de réaménagement de la carrière.

La loi introduit des dispositions relatives aux Schémas Départementaux des Carrières (article 16-3 de la loi de 1976 relative aux installations classées). Ces documents définissent les conditions générales d'implantation des carrières dans les départements. Instaurés par la loi du 4 janvier 1993, ils sont établis par la Commission Départementale des Carrières et font l'objet d'un arrêté préfectoral. Ces schémas prennent en compte l'intérêt économique national, les ressources, les besoins en matériaux du département et des départements voisins, la protection des paysages, des sites et des milieux naturels sensibles, la nécessité d'une gestion équilibrée de l'espace, tout en favorisant une utilisation des matières premières.

L'arrêté ministériel du 22 septembre 1994 a fixé l'ensemble des prescriptions techniques et administratives applicables aux exploitations de carrières. Elles ont pour objet de prévenir et limiter les risques d'atteinte à l'environnement et de fixer les conditions d'insertion des exploitations dans l'environnement et de remise en état du site.

La Direction Régionale de l'Industrie, de la Recherche et de l'Environnement (D.R.I.R.E.) exerce la police ; elle instruit les demandes d'autorisation sous l'autorité du préfet, s'assure que les conditions de l'exploitation sont respectueuses de l'environnement et vérifie les conditions de remise en état des terrains après exploitation.

3.3 La loi du 4 janvier 1993 relative aux carrières :

La loi du 4 janvier 1993, avec ses décrets d'application du 9 juin 1994, marque un tournant dans la réglementation, en transférant les carrières du code minier à la législation des installations. Dorénavant, toutes les carrières, quelle que soit leur importance, sont soumises au même régime d'autorisation, avec réalisation d'une étude d'impact et d'une enquête publique.

L'autorisation ne peut être accordée que si plusieurs éléments sont pris en compte : les dangers et inconvénients pour la commodité du voisinage, la santé, la sécurité, la salubrité publique, l'agriculture, la protection de la nature et de l'environnement, la conservation des sites et des monuments.

Cette loi instaure aussi l'obligation de constituer des garanties financières pour assurer la remise en état du site après exploitation.

3.4 Le contrôle des carrières :

Initialement régies par le code minier, les carrières relèvent depuis 1994 de la législation relative aux Installations Classées pour la Protection de l'Environnement dont l'inspection est assurée par la Direction Régionale de l'Industrie, de la Recherche et de l'Environnement (D.R.I.R.E.). Par contre, l'extraction des granulats marins, comme l'exploitation des mines, relève toujours du code minier.

Toute exploitation de carrière doit disposer d'une autorisation d'exploiter, qui ne peut être obtenue que sur présentation d'un dossier de demande comprenant notamment une étude d'impact du projet sur l'environnement, et après soumission du projet à enquête publique. L'enquête publique permet d'associer l'ensemble des populations concernées en présentant les projets d'exploitation.

Dans le cadre de sa mission de contrôle, la D.R.I.R.E. vérifie le respect des prescriptions destinées à limiter les nuisances occasionnées et leurs effets vis à vis de l'environnement dans les domaines de l'eau, l'air, les déchets, le bruit, le trafic, les vibrations liées aux tirs de mines et le paysage.

3.4.1 Le dossier de demande d'autorisation :

Le dossier doit comporter les pièces suivantes :

- Lettre de demande :
 - Identité de la personne physique ou morale qui se propose de mettre l'installation en service (et coordonnées de la personne chargée de suivre l'affaire).
 - Localisation de l'installation.
 - Nature et volume des activités (en terme de capacité maximale de production).
 - Rubriques de la nomenclature des installations classées dans laquelle l'installation doit être rangée (voir brochure 1001 publiée par le journal officiel répertoriant dans des rubriques numérotées les diverses activités industrielles).
 - Procédés de fabrication (description des procédés, des matières mises en œuvre à titre principal et à titre secondaire dans ce procédé ainsi que les produits qui seront fabriqués), les informations concernant les secrets de fabrication peuvent être représentées sous pli séparé en un seul exemplaire.
 - Situation administrative de l'établissement concerné (dans le cas d'un établissement existant, il convient d'indiquer les autres installations classées du même établissement qui ont déjà fait l'objet d'un arrêté d'autorisation, ou qui ont été régulièrement déclarées à la préfecture, en précisant la date des arrêtés d'autorisation ou des récépissés de déclaration).

- Capacité technique et financière.
- Pièces annexes :
 - Une carte au 1/25000 sur laquelle sera indiqué l'emplacement de l'installation projetée (une échelle de 1/50000 pourra être exceptionnellement admise).
 - Un plan à l'échelle de 1/2500 au minimum de l'installation et de ses abords. Ce plan devra couvrir les abords de l'installation jusqu'à une distance au moins égale au dixième du rayon d'affichage indiqué dans la nomenclature pour la rubrique correspondant à l'installation, sans pouvoir être inférieure à 100 mètres (la valeur de ce rayon d'affichage devra être indiquée dans un angle du plan). Ce plan devra indiquer tous les bâtiments avec leur affectation, les voies de chemin de fer, les voies publiques, les points d'eaux, canaux ou cours d'eau.
 - Un plan d'ensemble à l'échelle de 1/200 au minimum indiquant le détail des dispositions projetées de l'installation, ainsi que, jusqu'à 35 mètres au moins de celle-ci, l'affectation des constructions et terrains avoisinants, ainsi que le tracé des égouts existants (dans certains cas particuliers, une échelle plus réduite pourra être acceptée sous réserve de justification).
 - Une étude de l'impact de l'installation sur son environnement. Cette étude est un élément essentiel du dossier de demande d'autorisation.
 - Une étude exposant les dangers que peut présenter l'installation en cas d'accident et justifiant les mesures propres à en réduire la probabilité et les effets. Cette étude de dangers est également un élément très important du dossier de demande et engage la responsabilité du déposant pétitionnaire.
 - Une notice relative à la conformité de l'installation projetée avec les prescriptions législatives et réglementaires relatives à l'hygiène et la sécurité du personnel.
 - Un document qui attestera de la propriété foncière ou du droit d'exploiter accordé par le propriétaire (maîtrise foncière).

3.4.2 L'étude d'impact :

L'étude d'impact présente successivement :

- Une analyse de l'état initial du site et de son environnement, portant notamment sur les richesses naturelles et les espaces naturels agricoles, forestiers, maritimes ou de loisirs, ainsi que sur les biens matériels et le patrimoine culturel susceptibles d'être affectés par le projet.
- Une analyse des effets directs ou indirects, temporaires et permanents, de l'installation sur l'environnement et sur la santé, en particulier sur les sites et les paysages, la faune et la flore, les milieux naturels et les équilibres biologiques, sur la commodité du voisinage (bruits, vibrations, odeurs, émissions lumineuses) ou sur l'agriculture, l'hygiène, la salubrité ou la sécurité publique, sur la protection des biens matériels et du patrimoine culturel, le confort du voisinage, l'hygiène, la salubrité publique.
- L'analyse de l'origine, de la nature et de la gravité des inconvénients susceptibles de résulter de l'exploitation de l'installation.
- Les raisons pour lesquelles, notamment du point de vue des préoccupations de protection de l'environnement, le projet présenté a été retenu parmi les solutions envisagées.
- Les mesures envisagées par le demandeur pour supprimer, limiter et si possible compenser les inconvénients de l'installation ainsi que l'estimation des dépenses correspondantes.
- Les conditions de remise en état du site.

3.5 La réglementation sur l'eau intégrée à la réglementation des carrières :

Le passage des carrières sous le régime des Installations Classées les place sous l'autorité de la loi du 19 juillet 1976 relative aux Installations Classées et de son décret d'application du 21 septembre 1977. La réglementation sur l'eau doit aussi être prise en compte (loi du 16 décembre 1964 relative au régime et à la répartition des eaux et à la lutte contre la pollution, et la loi du 3 janvier 1992 sur l'eau).

Afin de s'affranchir de la double nomenclature et des doubles procédures d'autorisation et de déclaration, la loi n° 95-101 du 2 février 1995 relative au renforcement de la protection de la nature, stipule que les Installations Classées ne sont plus soumises au régime d'autorisation et de déclaration instituées par la loi sur l'eau.

Désormais, les Installations Classées relèvent uniquement des régimes d'autorisation et de déclaration instituées par la loi du 19 juillet 1976. Les dossiers de demande d'ouverture de carrières (au titre des Installations Classées, rubrique 2510) comprennent les éléments concernant les eaux de procédés, d'exhaure, de ruissellement...prises en compte dans les études d'impact. La demande de mise en service de l'installation de premier traitement y est également intégrée (rubrique 2515). Outre l'article 2 de la loi sur l'eau, restent applicables aux Installations Classées, les articles 3 et 5 relatifs aux S.D.A.G.E. (Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux) et S.A.G.E. (Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux), l'article 12 concernant les moyens de mesure des prélèvements et rejets ainsi que les sanctions pénales aux articles 22 et 30.

Ainsi, par soucis de commodité et de clarté, les prescriptions de la loi sur l'eau sont intégrées à celles de la nomenclature sur les Installations Classées.

3.6 L'arrêté ministériel du 22 septembre 1994 relatif aux exploitations de carrières et aux installations de premier traitement modifié par l'arrêté du 24 janvier 2001 :

Pris en application de l'article 7 de la loi du 19 juillet 1976 relative aux Installations Classées, l'arrêté ministériel du 22 septembre 1994, publié au Journal Officiel du 22 octobre 1994, fixe les prescriptions techniques et administratives applicables :

- aux exploitations de carrières (rubrique 2510 de la nomenclature),
- et aux installations de premier traitement de matériaux visées à la rubrique 2515 de la nomenclature (broyage, concassage, criblage...).

Cet arrêté comprend un certain nombre de prescriptions nouvelles en matière de gestion de l'eau concernant les carrières :

- Art. 6 - Eaux de ruissellement :

Lorsqu'il existe un risque pour les intérêts visés à l'article 2 de la loi n° 92-3 du 3 janvier 1992 sur l'eau, un réseau de dérivation empêchant les eaux de ruissellement d'atteindre la zone en exploitation est mis en place à la périphérie de cette zone.

- Art. 11 - 2 - Extraction en nappe alluviale :

I - Les extractions de matériaux dans le lit mineur des cours d'eau et dans les plans d'eau traversés par des cours d'eau sont interdites. Le lit mineur d'un cours d'eau est l'espace d'écoulement des eaux formé d'un chenal unique ou de plusieurs bras et de bancs de sables ou galets, recouvert par les eaux coulant à pleins bords avant débordement.

II - Les exploitations de carrières en nappe alluviale dans le lit majeur ne doivent pas créer de risque de déplacement du lit mineur, faire obstacle à l'écoulement des eaux superficielles ou aggraver les inondations.

Les exploitations de carrières de granulats sont interdites dans l'espace de mobilité du cours d'eau. L'espace de mobilité du cours d'eau est défini comme l'espace du lit majeur à l'intérieur duquel le lit mineur peut se déplacer. L'espace de mobilité est évalué par l'étude d'impact en tenant compte de la connaissance de l'évolution historique du cours d'eau et de la présence des ouvrages et aménagements significatifs, à l'exception des ouvrages et aménagements à caractère provisoire, faisant obstacle à la mobilité du lit mineur. Cette évaluation de l'espace de mobilité est conduite sur un secteur représentatif du fonctionnement géomorphologique du cours d'eau en amont et en aval du site de la carrière, sur une longueur minimale totale de 5 kilomètres.

L'arrêté d'autorisation fixe la distance minimale séparant les limites de l'extraction des limites du lit mineur des cours d'eau ou des plans d'eau traversés par un cours d'eau. Cette distance doit garantir la stabilité des berges. Elle ne peut être inférieure à 50 mètres vis-à-vis des cours d'eau ayant un lit mineur d'au moins 7,50 mètres de largeur. Elle ne peut être inférieure à 10 mètres vis-à-vis des autres cours d'eau.

- Art. 11 - 3 - Exploitation dans la nappe phréatique :

Dans le cas où l'exploitation de la carrière est conduite dans la nappe phréatique, des mesures tendant au maintien de l'hydraulique et des caractéristiques écologiques du milieu sont prescrites. Le pompage de la nappe phréatique pour le décapage, l'exploitation et la remise en état des gisements de matériaux alluvionnaires est interdit, sauf autorisation expresse accordée par l'arrêté d'autorisation après l'étude d'impact en a montré la nécessité.

- Art. 18 - 1 - Prévention des pollutions accidentelles :

I - Le ravitaillement et l'entretien des engins de chantier sont réalisés sur une aire étanche entourée par un caniveau et reliée à un point bas étanche permettant la récupération totale des eaux ou des liquides résiduels.

II - Tout stockage d'un liquide susceptible de créer une pollution des eaux ou des sols est associé à une capacité de rétention dont le volume est au moins égal à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 100 % de la capacité du plus grand réservoir ;
- 50 % de la capacité des réservoirs associés.

Cette disposition ne s'applique pas aux bassins de traitement des eaux résiduaires. Lorsque le stockage est constitué exclusivement en récipients de capacité inférieure ou égale à 250 litres, la capacité de rétention peut être réduite à 20 % de la capacité totale des fûts associés sans être inférieure à 1 000 litres ou à la capacité totale lorsqu'elle est inférieure à 1 000 litres.

III - Les produits récupérés en cas d'accident ne peuvent être rejetés et doivent être soit réutilisés, soit éliminés comme les déchets.

- Art. 18 - 2.1 - Eaux de procédés des installations :

Les rejets d'eau de procédé des installations de traitement des matériaux à l'extérieur du site autorisé sont interdits. Ces eaux sont intégralement recyclées. Le circuit de recyclage est conçu de telle manière qu'il ne puisse donner lieu à des pollutions accidentelles. Un dispositif d'arrêt d'alimentation en eau de procédé de l'installation, en cas de rejet accidentel de ces eaux, est prévu.

- Art. 18 - 2.2 - Eaux rejetées (eaux d'exhaure, eaux pluviales et eaux de nettoyage) :

I - Les eaux canalisées rejetées dans le milieu naturel respectent les prescriptions suivantes :

- le p.H. est compris entre 5,5 et 8,5 ;
- la température est inférieure à 30° C ;
- les Matières En Suspension Totale (M.E.S.T.) ont une concentration inférieure à 35 mg/l (norme NF T 90 105) ;
- la Demande Chimique en Oxygène sur effluent non décanté (D.C.O.) a une concentration inférieure à 125 mg/l (norme NF T 90 101) ;
- les hydrocarbures ont une concentration inférieure à 10 mg/l (norme NF T 90 114).

Ces valeurs limites sont respectées pour tout échantillon prélevé proportionnellement au débit sur 24 heures ; en ce qui concerne les Matières En Suspension, la Demande Chimique en Oxygène et les hydrocarbures, aucun prélèvement instantané ne doit dépasser le double de ces valeurs limites.

Ces valeurs doivent être compatibles avec les objectifs de qualité du milieu récepteur, les orientations du Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux et la vocation piscicole du milieu. Elles sont le cas échéant rendues plus contraignantes.

L'arrêté d'autorisation peut, selon la nature des terrains exploités, imposer des valeurs limites sur d'autres paramètres.

La modification de couleur du milieu récepteur, mesurée en un point représentatif de la zone de mélange, ne doit pas dépasser 100 mg Pt/l.

II - Le ou les émissaires sont équipés d'un canal de mesure du débit et d'un dispositif de prélèvement.

III - L'arrêté d'autorisation précise le milieu dans lequel le rejet est autorisé ainsi que les conditions de rejet. Lorsque le rejet s'effectue dans un cours d'eau, il précise le nom du cours d'eau, ainsi que le point kilométrique du rejet.



Il fixe la fréquence des mesures du débit et des paramètres à analyser.

Nous verrons à la lecture de ce rapport que ces articles sont très importants et conditionnent le fonctionnement des carrières. Cet arrêté concerne les carrières et les installations de premier traitement dont l'autorisation est intervenue depuis le 1^{er} janvier 1995. Les autres carrières devaient se mettre en conformité avec cette réglementation avant le 1^{er} janvier 1999.

4.1 Les eaux de ruissellement :

La présence d'une carrière entraîne une augmentation du volume des eaux de ruissellement (coefficient de ruissellement élevé). Cette augmentation est due au mode d'exploitation (surfaces découvertes, pistes, pentes élevées...).

De plus, si elle n'est pas protégée des eaux extérieures, une carrière reçoit les eaux météoriques qui ruissellent sur le bassin versant dont elle représente le point bas.

Les bassins d'orage sont utilisés pour réguler ces débits reçus de l'amont. Tandis que les bassins de décantation des eaux pluviales permettent de décanter les eaux de ruissellement qui peuvent se charger en particules fines.

Pour fonctionner, ces bassins doivent être correctement dimensionnés. Ce dimensionnement fera l'objet d'un développement détaillé (Chapitre VI).

4.2 Les eaux de lavage des matériaux :

Les eaux de procédé sont généralement très chargées en particules fines. Plusieurs solutions s'offrent à l'exploitant afin de décanter et de recycler ces eaux vers l'installation de traitement des granulats.

- La décantation naturelle dans un bassin : il est nécessaire de dimensionner correctement les bassins de décantation des eaux de procédé (Chapitre VI).
- La décantation par floculation (Chapitre V).

4.3 Les eaux d'exploitation :

Elles peuvent concerner :

- Les eaux de la nappe pompées pour les besoins techniques de l'exploitation (travail à sec) et rejetées dans un plan d'eau adjacent ou dans le milieu extérieur.
- Les eaux de la nappe pompées pour les besoins de l'exploitation et réutilisées pour le traitement des matériaux.
- Les eaux issues de dragues suceuses lorsque l'exploitation se fait en eau, traitées et utilisées pour le traitement des matériaux.

Toutes ces eaux peuvent transiter par des bassins de décantation. D'où une nouvelle fois, l'importance de leur dimensionnement.



4.4 Conclusion :

Il est nécessaire de procéder au dimensionnement des bassins présents dans les carrières afin d'assurer une gestion aussi bien qualitative que quantitative des eaux.

5.1 La décantation naturelle dans un bassin :

5.1.1 Généralités :

Ce procédé de décantation physique consiste à mettre en place un ou plusieurs bassins de décantation. Ces bassins ont pour but d'assurer une protection des eaux superficielles, conformément à l'arrêté ministériel du 22 septembre 1994, relatif aux exploitations de carrières et aux installations de premier traitement. Cet arrêté, stipule en son article 18-2.2, que les eaux rejetées dans le milieu naturel (eaux d'exhaure, pluviales et de nettoyage) doivent avoir une concentration en M.E.S.T. (Matières En Suspension Totale) inférieure à 35 mg/l.

Les bassins de décantation correspondent à d'anciennes zones d'extraction ou à des bassins aménagés (digues en stériles de carrière) dans ces anciennes zones d'extraction. Il existe trois grandes catégories de bassins de décantation :

- Les bassins qui reçoivent les eaux météoriques ruisselant sur un bassin versant dont la carrière représente un des points bas. Lors des périodes pluvieuses, les eaux météoriques ruisselant sur le bassin versant et sur le site d'exploitation (toiture des bâtiments, voies internes de circulation, fronts...) peuvent se charger en particules fines. Lorsqu'elles sont rejetées dans le milieu naturel, les eaux pluviales doivent avoir une concentration en Matières En Suspension Totales (M.E.S.T.) inférieure à 35 mg/l. (article 18-2.2 de l'arrêté du 22 septembre 1994). Le rôle principal de ces bassins est donc de décanter les eaux de ruissellement. Ces bassins participent aussi à l'écrêtement des pointes d'orage, la rétention temporaire et la restitution des volumes stockés. Les eaux pluviales récupérées peuvent servir de volume d'appoint pour l'installation de traitement et de réserve d'eau pour l'arrosage de la carrière afin de réduire les poussières.
- Les bassins qui recueillent les eaux de lavage de l'installation de traitement et qui fonctionnent généralement en circuit fermé. Les eaux de procédé chargées en particules fines sont transférées sans aucun traitement vers ces bassins. Le passage de ces eaux issues de l'installation de traitement des matériaux dans un bassin de décantation, a pour objectif l'élimination des Matières En Suspension (ou fines sablo-argileuses) provenant du lavage du tout venant ou de matériaux plus élaborés. Conformément à l'article 18-2.1 de l'arrêté du 22 septembre 1994, les rejets des eaux de procédé des installations de traitement des matériaux à l'extérieur du site autorisé sont interdits. De plus, ces eaux doivent être intégralement recyclées et le circuit de recyclage doit être conçu pour éviter toute forme de pollution accidentelle.
- Les bassins qui reçoivent à la fois les eaux de procédé et les eaux pluviales. Leurs eaux ne peuvent pas être rejetées dans le milieu extérieur (voir paragraphe précédent). Pour une gestion optimale des eaux, il est recommandé de séparer le lieu de traitement des eaux pluviales et de procédé. En effet, ces eaux possèdent leurs propres caractéristiques (eaux de procédé généralement plus chargées). De plus, la réglementation qui les concerne est différente.

La base de ce procédé de séparation solide-liquide est la pesanteur. A noter qu'on utilise le terme de *décantation* lorsque l'on désire obtenir la clarification d'une eau brute. Si l'on veut obtenir une boue concentrée, on parle de *sédimentation*. Dans ce rapport, nous utiliserons les termes de «*décantation*» et de «*vitesse de sédimentation*». Les matières minérales grenues en suspension chutent au fond du bassin de décantation selon la relation suivante :

$$F = g \times (\rho_1 - \rho_2) \times V$$

Avec :

F : force verticale de haut en bas.

g : constante d'accélération de la pesanteur (9,81 m.s⁻²).

ρ_1 : masse volumique de la particule (kg / m³).

ρ_2 : masse volumique du fluide (dans le cas de l'eau, 1 000 kg / m³).

V : volume de la particule (m³).

La vitesse de sédimentation varie aussi en fonction de la température de l'eau. On admet qu'une élévation de température de 0°C à 30°C fait doubler cette vitesse. La vitesse de sédimentation se ralentit lorsque le diamètre des particules en suspension diminue, la vitesse de chute des particules étant proportionnelle au carré de leur diamètre. La vitesse de sédimentation «*V_s*» des particules (en m.s⁻¹) est donnée en écoulement laminaire par la formule de Stokes :

$$V_s = [g \times (\rho_1 - \rho_2) \times d^2] / (18 \times \eta)$$

Avec :

d : diamètre de la particule (en m).

η : viscosité dynamique du fluide (en N.s.m⁻²).

Un tableau donnant les valeurs de la vitesse de sédimentation (*V_s*) en fonction du diamètre des particules à décanter et de la température est fourni en annexe 1.

La loi de STOCKES est valide pour des particules sphériques dont la taille n'excède pas 0,1 mm. En première approximation, elle est appliquée à toute particule sédimentaire de petite taille (sable fin, limon, argile). Cependant, on considère que la taille des plus petites particules à décanter est de 80 µm. En effet, les particules de dimension inférieure décantent de façon aléatoire du fait de l'agitation thermique et éolienne en surface. Autre notion importante : l'écoulement doit être laminaire.

C'est à dire que tous les vecteurs vitesse sont parallèles à un instant t . A la différence d'un écoulement turbulent où des tourbillons se forment et où les vecteurs des vitesses instantanées sont différents en direction, en sens et en intensité.

La vitesse de sédimentation des particules permettra de calculer un temps de séjour minimal « T_s » nécessaire à leur décantation dans un bassin. A partir de ce « T_s », on pourra déterminer le volume minimal d'un bassin de décantation.

5.1.2 Les avantages :

La décantation naturelle est largement utilisée pour les gisements alluvionnaires. Elle est fiable lorsque les matériaux exploités sont faiblement chargés et décantent facilement.

Des bassins de décantation avec un circuit bien organisé conviennent pour clarifier les eaux et permettent le recyclage vers l'unité de traitement. Cette technique demande des investissements très faibles qui correspondent à la construction de digues et à l'achat des pompes de transfert. Il faut également tenir compte de l'immobilisation de surfaces importantes à proximité de la carrière qui peuvent être ensuite rendues à l'agriculture. Le coût de traitement des eaux de procédé par décantation naturelle dans des bassins peut être considérée comme faible mais est très difficile à évaluer : de l'ordre de 1F/tonne (0,15 €/tonne) de boue (matière sèche), soit 0,10 F/tonne de granulats pour un gisement à 10% de fines.

5.1.3 Les inconvénients :

Les bassins de décantation ont l'inconvénient d'immobiliser de grandes surfaces et d'en différer la remise en état qui reste toutefois parfaitement réalisable (ex : agriculture).

En ce qui concerne la décantation naturelle de l'eau de lavage dans un bassin, sans traitement préalable, c'est la solution la plus utilisée en FRANCE (90% des installations). Ces bassins occupent généralement une vaste superficie (plusieurs hectares). Le taux de recyclage global des eaux pour les carrières utilisant ce procédé est généralement faible. Sauf dans le cas où les bassins sont rechargés par la nappe.

5.2 La décantation par floculation :

5.2.1 Généralités :

Cette technique repose sur l'utilisation de flocculants qui en favorisant l'agglomération des fines en suspension, permettent de réduire la surface de décantation. La décantation par floculation élimine les matières en suspension ou les matières colloïdales qui décantent difficilement. La synthèse de molécules spécifiques, a permis d'optimiser les procédés de séparation solide/liquide en réduisant les surfaces de décantation. Il est nécessaire de différencier les produits coagulants des produits flocculants.

5.2.2 Les coagulants :

Les coagulants sont des produits qui neutralisent ou inversent les charges de surface des matières en suspension (diminution ou inversion du potentiel zéta). Ils déstabilisent ainsi les particules et favorisent leur agglomération.

Dans le domaine des carrières, les coagulants sont moins utilisés que les flocculants. Ils sont mis en œuvre lorsque des problèmes de clarification des eaux se posent. L'acidification et dans une moindre mesure les importants volumes de boue générés, limitent l'utilisation des coagulants minéraux (sels d'aluminium, chlorure ferrique...) en recyclage des eaux de carrières. On préfère les coagulants organiques de synthèse (molécules cationiques de masse moléculaire moyenne de 10^4 à 10^5) qui neutralisent directement les charges sans modifier le p.H. et réduisent considérablement le volume des boues.

5.2.3 Les flocculants :

Les flocculants sont des composés permettant d'agglomérer les particules en suspension en vue d'obtenir une taille unitaire plus grande (le floc) et donc des vitesses de séparation liquide-solide plus élevées. Ce sont des produits qui ont des actions inter-particules par pontage.

Dans le secteur des carrières, on utilise des flocculants organiques de synthèse (annexe 10). Ces produits de très hautes masses molaires (10^6 à 10^7) ont permis d'atteindre des performances remarquables, généralement supérieures à celles des polymères naturels. La principale famille de flocculants de synthèse est celle des polyacrylamides qui sont des dérivés de l'acrylamide, et par conséquent de caractère non ionique. La fonction amide très polaire permet des pontages avec les matières en suspension par liaison de Van Der Waals.

Les flocculants les plus utilisés dans l'industrie des granulats sont des copolymères anioniques produits par polymérisation de l'acrylamide et d'un comonomère anionique, principalement le sel de sodium de l'acide acrylique ou acrylate de sodium. Un nombre très élevé de molécules polymères a été synthétisé pour arriver le plus souvent à une meilleure spécificité vis-à-vis de la suspension à traiter.

Le choix et le dosage des flocculants est une étape très importante. En ce qui concerne le recyclage des eaux de lavage des granulats, les flocculants sont utilisés à un dosage moyen de 75 à 120 g/tonne de boue (matière sèche). Cependant, cette concentration peut aller bien au-delà dans certains cas. Un mauvais dosage peut engendrer des problèmes de fonctionnement du clarificateur :

- Une « sous-floculation » entraîne une diminution des performances du décanteur. En-effet, une diminution de la vitesse de précipitation des floes provoque des « remontées de boue », d'où une surverse chargée et inutilisable.
- Une « surfloculation » augmente la viscosité du milieu. Ce qui empêche les fines particules de décanter, d'où un rejet d'eau plus ou moins sale. Si du flocculant reste dans le circuit de lavage, les particules s'agglomèrent au niveau des cyclones et restent dans le sable qui devient sale.

L'efficacité de la floculation dépend aussi de la concentration solide des eaux de procédé. En effet, une pulpe peu concentrée obligera à surdoser le polymère. De même, un effluent trop concentré empêchera une bonne diffusion du floculant, d'où également un surdosage.

La multiplication des points d'injection du floculant dans le circuit est un important facteur d'optimisation.

Enfin, il est nécessaire de bien définir les volumes journaliers et les caractéristiques des eaux de lavage qui varient selon la nature du matériau traité.

Les floculants peuvent être injectés :

- soit dans le conduit d'évacuation qui achemine les eaux de lavage vers le bassin de décantation,
- soit dans les eaux traitées par un clarificateur, décanteur raclé ou décanteur à lit de boue.

5.2.4 Les bassins de décantation avec ajout de floculant :

Lorsque se posent des problèmes d'espace dans une carrière ou qu'on se trouve en présence d'un matériau fortement chargé, il est souvent nécessaire d'accélérer le processus de décantation des fines. On injecte alors du floculant dans le conduit d'évacuation qui achemine les eaux de procédé vers le bassin de décantation. On réduit ainsi le temps de séjour des eaux et les dimensions de ce bassin.

On utilise aussi du floculant lorsque le lavage des matériaux produit des particules très fines. En effet, on considère que la taille de la plus petite particule à décanter naturellement est de 80 μm . Les particules très fines comme les argiles décantent de façon aléatoire du fait de l'agitation thermique et éolienne en surface.

Si la floculation permet d'accélérer la décantation des particules, elle entraîne néanmoins le problème des boues qui sont peu consistantes donc peu maniables et occupent des volumes importants. L'idéal est de bétonner le bassin recevant les eaux de procédé mélangées au floculant afin de faciliter son curage. A condition bien sûr que cela n'entrave pas l'écoulement de la nappe. Les boues récupérées par curage sont ensuite stockées et égouttées dans des bassins de stockage des boues ou sur des aires d'épandage. Une autre solution consiste par exemple à récupérer les boues à l'aide d'une pompe pour ensuite les refouler vers un bassin de stockage des boues.

5.2.5 Décantation à l'aide d'un décanteur conventionnel :

Les décanteurs conventionnels sont ainsi nommés par opposition aux décanteurs lamellaires. Ces derniers étant très sensibles aux variations des conditions d'alimentation (débit, concentration solide), ils sont peu utilisés dans les carrières. On préfère les décanteurs conventionnels qui ont en outre l'avantage d'assurer un rôle de cuve tampon.

Les progrès réalisés en décantation sont liés à :

- Une meilleure maîtrise de la floculation grâce au choix des floculants, à la multiplicité des points d'injection et à l'optimisation de la concentration solide de l'effluent.
- La conception des décanteurs (géométrie, système de raclage et de compactage du lit de boue).

Suivant la nature et l'importance des matières en suspension, cette technique permet de recycler 80 à 90% des eaux de procédé utilisées pour le lavage des matériaux. Le débit d'appoint pompé dans un cours d'eau ou dans une nappe sera donc moins important. Ainsi, l'exploitant respectera l'article 18.2.1 de l'arrêté du 22 septembre 1994 qui stipule que « les rejets d'eau de procédé des installations de traitement des matériaux à l'extérieur du site autorisé sont interdits » et que « ces eaux sont intégralement recyclées ». De plus, l'exploitation réalisera des économies sur les redevances payées à l'agence de l'eau. Ces redevances concernent aussi bien les rejets que les prélèvements d'eau dans le milieu naturel.

Cependant, la décantation par floculation à l'aide d'un décanteur demande des investissements importants pour l'acquisition du matériel. Il faut aussi tenir compte du coût des floculants dont le prix de vente atteint actuellement 13 à 13,5 F/kg (1,98 à 2,06 €/kg).

5.2.5.1 Les différents types de décanteurs :

Deux grands types de décanteurs sont utilisés dans les exploitations de granulats :

- Les décanteurs raclés (fig. 19) :

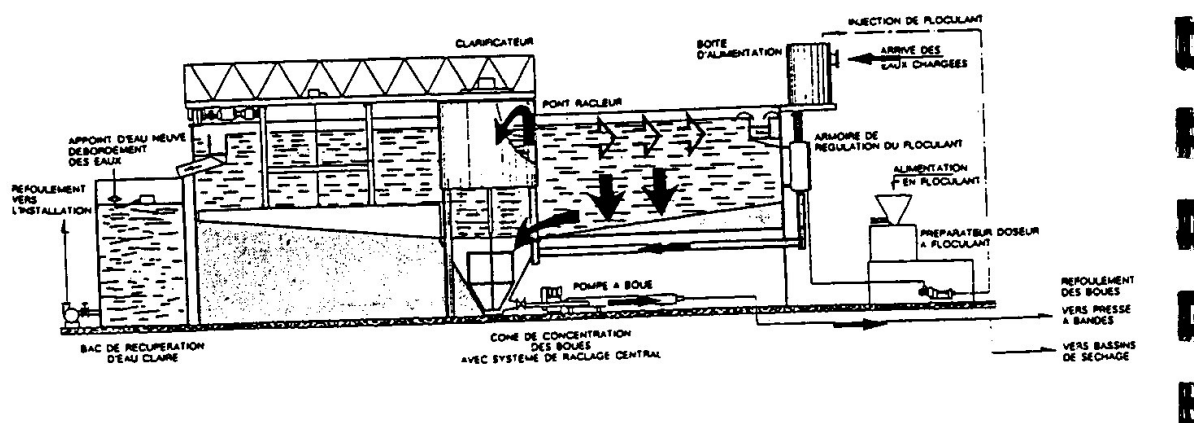


Fig. 19 : Schéma de principe d'un décanteur raclé (référence n°3 en bibliographie).

- Les décanteurs à lit de boue (fig. 20) :

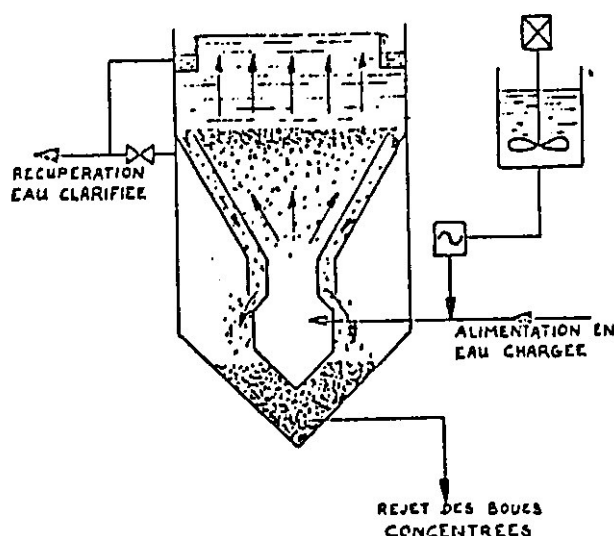


Fig. 20 : Schéma de principe d'un décanteur à lit de boue (3).

5.2.5.2 Comment fonctionne un décanteur ?

Après conditionnement par un flocculant, l'eau de lavage alimente le décanteur dont les deux fonctions sont de clarifier l'eau et d'épaissir les boues. Le conditionnement par le flocculant peut-être entièrement automatisé. Ce qui permet de maîtriser en continu le dosage en flocculant et d'éviter la présence de flocculant résiduel dans le circuit d'eau. A condition bien sûr d'un minimum de soin dans le suivi et l'entretien des systèmes automatisés. La qualité de la floculation est analysée en permanence de façon à ajuster le dosage en flocculant à la qualité de la boue à traiter et aux variations de charge. La vitesse de décantation est mesurée automatiquement à travers un tube en verre à l'aide d'une cellule optique. Un automate programmable compare la vitesse de sédimentation des flocs à la vitesse de consigne. Il régule le dosage en flocculant en agissant directement sur la pompe doseuse. Les dosages en flocculants sont généralement compris entre 50 et 100 g/tonne de boue (matière sèche). Ils peuvent être supérieurs dans certains cas défavorables. Les eaux claires en surverse d'épaississeur sont généralement stockées dans une cuve d'eau claire avant d'être pompées et recyclées dans le circuit de lavage.

5.2.5.3 Le devenir des boues des décanteurs :

Plusieurs solutions s'offrent à l'exploitant en ce qui concerne le devenir des boues produites par le decanteur :

- Soit les boues sont transférées dans un bassin de stockage où elles vont continuer progressivement à s'épaissir et à s'assécher. La superficie utilisée est alors nettement moins importante que dans le cas de bassins de décantation naturelle. La technique de décantation à l'aide d'un decanteur conventionnel avec transfert des boues épaissies dans un bassin, est appliquée dans environ 10% des installations de traitement pratiquant un lavage des granulats. La concentration solide des boues en pointe d'épaississeur dépend de la nature des fines. Elle est généralement comprise entre 400 et 700 g/l. De nombreuses installations limitent volontairement l'épaississement des boues par rapport aux performances du decanteur. En effet, une distance decanteur/bassin trop importante (> 500 m) peut poser des problèmes de transfert en raison de la puissance des pompes. Il faut alors réduire la concentration des boues. Dans le cas de decanteurs fonctionnant en dessous de leur capacité maximale d'épaississement, une partie de l'eau nécessaire à l'installation de lavage peut être pompée dans le bassin de stockage. Le coût de la décantation à l'aide d'un decanteur est estimée à environ 1F/tonne (0,15 €/tonne) de granulats (en supposant un gisement contenant 10% de fines). Soit en moyenne dix fois plus que dans le cas d'une décantation naturelle dans un bassin ! Les principales dépenses étant l'amortissement de l'installation et la consommation de floculant.
- Soit les boues sont épaissies avec différents appareils. Comme par exemple les filtres presses conventionnels. Ce procédé permet de réduire le volume des boues et de faciliter leur manipulation (concentration comprise entre 800 et 1 000 g/l). On évite ainsi la création de bassins de décantation. Par contre, les filtres presses ont l'inconvénient d'engendrer des coûts supplémentaires. En effet, on estime le coût d'utilisation d'un decanteur avec filtration dans un filtre-presse entre 2 et 4 F/tonne (entre 0,30 et 0,61 €/tonne) de granulats (en supposant un gisement contenant 10% de fines). Ce qui explique l'emploi marginal des filtres-presses en carrières de granulats.

5.3 Conclusion :

Des eaux de procédé très chargées et un manque de surface indispensable à la mise en place de bassins de décantation peut conduire à utiliser des floculants et un appareil decanteur.

Cependant, le dimensionnement d'un bassin permet d'ajuster au mieux ses dimensions (minimum de place occupée). La décantation naturelle dans un bassin a l'avantage d'être plus économique.

6.1 Les bassins d'orage :

6.1.1 Généralités :

Un bassin d'orage est mis en place afin de recueillir les eaux de précipitation qui ruissellent sur un bassin versant dont la carrière représente le point bas. Si cette carrière est protégée des eaux extérieures par un merlon, un fossé ou les deux à la fois, ce bassin recevra uniquement les eaux de ruissellement de l'exploitation. Les bassins d'orage sont généralement placés au niveau des points bas des carrières, de façon à recueillir les eaux de ruissellement par gravité.

Les principales fonctions d'un tel bassin sont l'écèlement des pointes d'orage, la rétention temporaire et la restitution des volumes stockés (fig. 21). En effet, de part son mode d'exploitation, une carrière entraîne une augmentation de la capacité de ruissellement (fronts nus, pistes...). Ce bassin peut aussi permettre dans une moindre mesure de décanter partiellement les eaux météoriques, qui après ruissellement sur la carrière, peuvent se charger en fines particules. Ainsi, les bassins d'orage sont destinés à réguler les débits reçus de l'amont, afin de les restituer ultérieurement à l'aval, sous la forme d'un débit compatible avec la capacité totale ou partielle d'évacuation de l'exutoire, tant au niveau quantitatif que qualitatif. La vidange d'un bassin d'orage se fait par infiltration dans le sous-sol, par surverse ou par pompage. Il ne faut pas non plus négliger les pertes par évaporation.

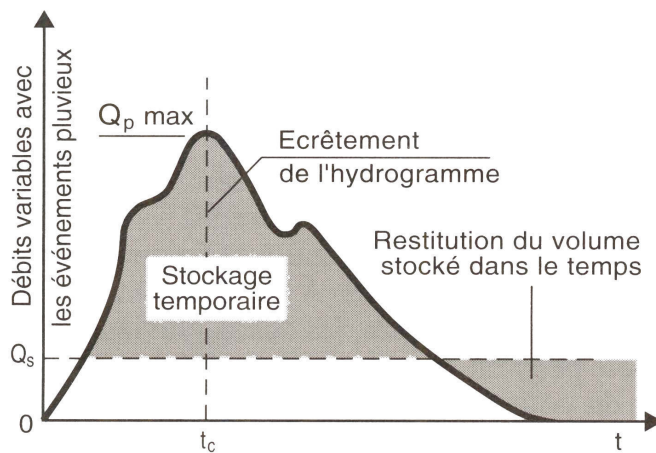


Fig. 21 : Mécanisme d'un bassin d'orage : écèlement de l'hydrogramme d'entrée et restitution à débit Q_s constant dans le temps (15).

Les eaux météoriques collectées peuvent être rejetées dans un milieu récepteur tel un ruisseau ou une rivière. Dans ce cas, d'après l'arrêté ministériel du 22 septembre 1994, ces eaux rejetées dans le milieu naturel doivent avoir une concentration en M.E.S.T. (Matières En Suspension Totale) inférieure à 35 mg/l. Une autre solution consiste à recycler ces eaux pluviales vers une installation de traitement des matériaux, via un bassin d'eau claire. Ce volume d'appoint permettra à l'exploitant de limiter voire de supprimer les prélèvements d'eau dans le milieu naturel (pompage dans une rivière ou dans une nappe). Des économies seront ainsi réalisées sur les redevances payées à l'agence de l'eau. Un bassin d'orage peut aussi faire office de réserve d'eau pour l'arrosage de la carrière (afin de réduire les poussières) ou des cultures attenantes.

6.1.2 Le dimensionnement des bassins d'orage :

Les bassins d'orage sont dimensionnés de façon à stocker les eaux météoriques qui ruissellent sur une surface donnée. Plusieurs méthodes de calcul seront proposées. Cependant, nous nous attarderons sur la méthode de CAQUOT qui semble convenir le mieux afin de dimensionner un bassin de rétention d'eau de carrière.

6.1.2.1 Dimensionnement à partir de données météorologiques simples :

- **Généralités :**

En théorie, un bassin d'orage peut être dimensionné à partir des données statistiques mensuelles d'une station météorologique. On connaît la hauteur moyenne annuelle et mensuelle des précipitations. En estimant ensuite la pluie efficace et le pourcentage de ruissellement, on calcule une hauteur d'eau à stocker. Cette hauteur d'eau ramenée à la superficie prise en compte, nous donnera le volume d'eau à stocker dans le bassin d'orage.

- **Exemple de dimensionnement :**

Pour réaliser le calcul de dimensionnement, on tient compte de la hauteur d'eau précipitée, du ruissellement et de la superficie concernée.

- La hauteur d'eau :

La hauteur moyenne des précipitations de la station météorologique la plus proche du site, est 740,6 mm par an.

Les deux mois les plus pluvieux sont en moyenne, décembre et janvier avec respectivement 80,5 et 76,3 mm. La hauteur cumulée sur ces deux mois est donc 156,8 mm.

- Le ruissellement :

Pour le calcul, seule la pluie efficace est prise en compte (différence entre les précipitations et l'évapotranspiration).

Le pourcentage de ruissellement est considéré ici égal à 50%.

La hauteur d'eau à stocker sera donc environ 80 mm.

- La superficie :

Pour le calcul, on prendra en compte l'ensemble de la superficie de la carrière. C'est à dire, 16 770 m².

- Le volume d'eau à stocker :

Il sera égal à environ 1350 m³ (0,080 m x 16 770 m²).

Ce volume d'eau sera stocké dans deux bassins rectangulaires successifs de 675 m³. Ces bassins permettront aussi de décanter les eaux pluviales. Pour cela, la profondeur est comprise au maximum entre 2 et 4 m et la longueur doit être égale à deux ou trois fois la largeur.

Les valeurs retenues pour constituer les bassins peuvent être : profondeur = 3m, largeur = 9 m et longueur = 25 m.

Ces bassins seront équipés d'une zone de stabilisation avec un surcreusement de 1 m. Ils seront régulièrement curés (annexe 2).

- **Conclusion :**

Cette méthode simple nécessite d'avoir des données météorologiques pour être utilisable dans une étude d'impact. Or, il n'existe pas toujours de station météorologique proche du site étudié. Ce qui peut conduire à faire une estimation.

Un dimensionnement par cette méthode risque de ne pas être systématiquement validé par la D.R.I.R.E. En effet, on ne tient pas compte du volume d'eau qui peut être déversé durant un orage. Or, ces bassins de collecte sont destinés à recueillir l'eau provenant d'un épisode pluvieux de ce type (« bassins d'orage »). Il faudrait connaître la hauteur d'eau susceptible de tomber durant un orage exceptionnel. L'estimation du ruissellement pose aussi des problèmes. De plus, il ne tient compte ici que du phénomène d'évapotranspiration, et pas de la nature géologique des sols, ni de leurs pentes.

Toutes ces raisons font qu'on ne retiendra pas cette méthode pour dimensionner un bassin d'orage. Cependant, elle peut donner une première approximation du dimensionnement final.

6.1.2.2 Méthodes de l'Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations (Cirulaire n° 77.284 – 1977) :

L'instruction technique de 1977 propose deux méthodes pour évaluer le volume d'une retenue d'eau pluviale. Elles sont connues sous le nom de « méthode des pluies » et de « méthode des volumes ». Ces deux méthodes supposent que le débit de vidange (ou de fuite) du bassin de retenue soit constant au cours des épisodes pluvieux.

6.1.2.2.1 Généralités :

L'utilisation de ces deux méthodes demande la détermination préalable de plusieurs paramètres.

- **La surface active du bassin versant :**

La surface active « S_a » du bassin versant est définie comme le produit de la superficie du bassin versant « S » par le coefficient d'apport « C_a » :

$$S_a = S \times C_a$$

S_a en hectares.

- **Le coefficient d'apport :**

Le coefficient d'apport « C_a » mesure le rendement global de la précipitation. Le rendement global de la précipitation est le rapport entre le volume d'eau écoulé et le volume de la pluie. En effet, suite aux phénomènes d'évaporation et d'infiltration, la totalité de la pluie ne parvient pas jusqu'au bassin de retenue. « C_a » ne doit pas être confondu avec le coefficient de ruissellement adopté pour le calcul du débit de pointe. Son calcul s'effectue à partir des coefficients d'apport partiels « C_{ai} » de zones homogènes de surface « S_i » d'apport :

$$C_a = [\Sigma(C_{ai} \times S_i) / S]$$

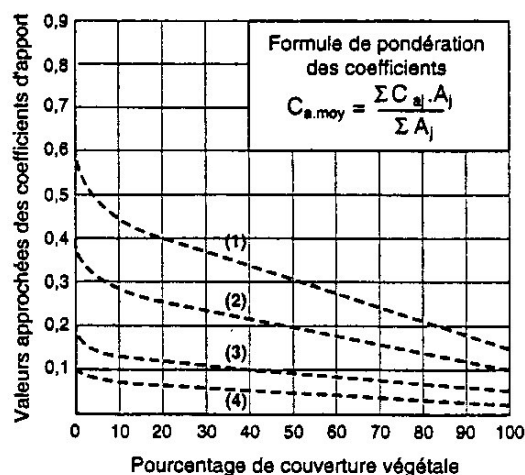


Fig. 22 : Nomogramme d'évolution des coefficients d'apport C. Ces courbes correspondent à des moyennes établies sur des bassins peu pentus et pour des pluies d'occurrence décennale (15).

- (1) Surfaces naturelles imperméables (sols argileux, sols peu profonds sur sous-sol rocheux).
- (2) Surfaces plutôt imperméables.
- (3) Surfaces plutôt perméables.
- (4) Surfaces perméables (sols sableux, plaines alluviales, etc.).

- **Le débit de fuite du bassin d'orage :**

A) Cas où la vidange se fait par infiltration :

Les bassins d'infiltration sont généralement mis en place quand on ne dispose pas d'exutoire et/ou lorsque le sol présente une bonne perméabilité. La vidange s'effectue alors par infiltration à travers le fond et les talus. Ce type de bassin est à proscrire dans le périmètre de protection d'un champ de captage. En effet, la pollution véhiculée par les eaux pluviales peut induire des risques, pour la qualité d'un aquifère présentant des potentialités d'exploitation.

En matière d'hydraulique des sols, les méthodes simples de calcul sont basées essentiellement sur la loi de DARCY. On vérifiera si le cas étudié répond bien aux conditions de son application. Il existe des formules globales et simples d'utilisation correspondant à des situations types que l'on rencontre assez fréquemment :

1) La nappe se trouve à grande profondeur et le terrain est homogène :

L'écoulement est vertical suivant un gradient i voisin de 1 et ne varie que très peu en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin. Le débit d'infiltration est donné par application de la loi de DARCY.

$$Q = K_v \times S$$

Q : en m^3/s .

S : surface d'infiltration égale à la superficie du bassin.

K_v : coefficient de perméabilité en m/s .

Le tableau suivant, établi à partir de la relation précédente, donne une idée des pertes par infiltration en fonction du coefficient de perméabilité verticale.

Nature des terrains	Perméabilité verticale en m/s	Débit de fuite en m ³ /jour/ha d'infiltration	Durée de vidange totale d'une lame d'eau de 1,50m
Argiles	10 ⁻⁹	0,86	> 45 ans
Marnes	10 ⁻⁸	8,64	> 45 mois
	10 ⁻⁷	86,40	< 6 mois
Limons			
Sables fins	10 ⁻⁶	864	> 20 jours
	10 ⁻⁵	8 640	> 2 jours
Sables grossiers			
Roches Fissurées	10 ⁻⁴	86 400	> 4 heures
	10 ⁻³	864 000	< 20 minutes

Fig. 23 : Infiltration et durée de vidange d'un plan d'eau en fonction de la perméabilité du sol (1).

Dans le cas (fig. 24) où le terrain séparant le fond de bassin de la nappe est composé de n couches différentes d'épaisseur a_i et de perméabilités verticales K_v (i), la perméabilité verticale équivalente K_v est obtenue au moyen de la relation :

$$K_v = \left[\frac{\sum a_i}{\sum (a_i / k_i)} \right]$$

On utilise ensuite la relation de DARCY suivante :

$$Q = K_v \times S$$

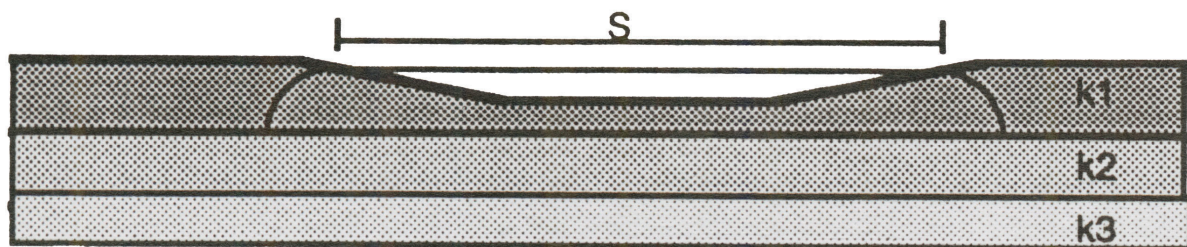


Fig. 24 : Le terrain séparant le fond du bassin de la nappe est composé de couches différentes (1).

Si la nappe se trouve à grande profondeur et le terrain est un bi-couche (fig. 25), la couche inférieure 2 est considérée comme un drain pour la couche supérieure 1 ($K_2 > K_1$). Dans ce cas, la perte de charge de l'écoulement s'effectue entièrement à travers la couche supérieure peu perméable d'épaisseur e et de perméabilité K_1 . La relation de DARCY devient alors :

$$Q \text{ (en m}^3\text{)} = K_1 \times S \times \left[\frac{(h + e)}{e} \right]$$

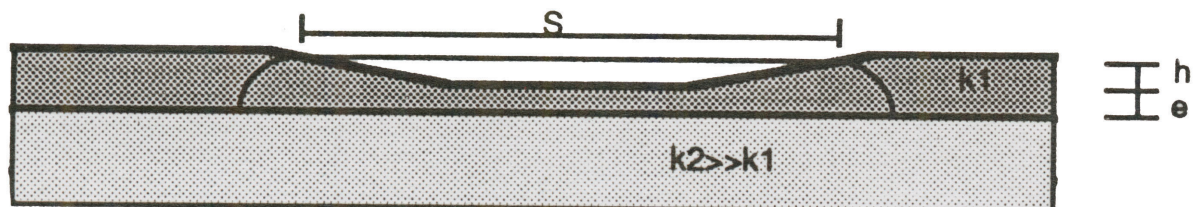


Fig. 25 : La perte de charge s'effectue entièrement dans la couche peu perméable (1).

- 2) Le bassin tangente ou recoupe la nappe aquifère dans un milieu homogène (fig. 26) :

On utilise la relation de SCHNEEBELI, relative à l'épuisement des fouilles dans une couche perméable très profonde :

$$Q \text{ (en m}^3\text{)} = 2,5 \times K \times H \sqrt{S}$$

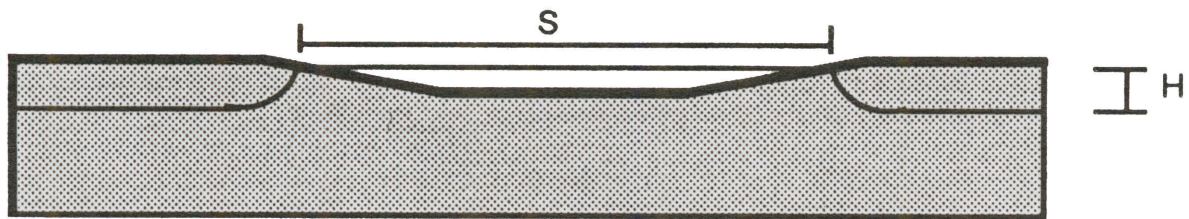


Fig. 26 : La nappe est à faible profondeur, la couche perméable est très profonde (1).

- 3) Le bassin traverse entièrement l'aquifère (fig. 27 et 28) :

On a rarement recours à l'infiltration dans ce cas de figure. Les formules classiques de DUPUIT peuvent être utilisées si l'écoulement peut être considéré comme permanent avec un rayon d'action fixe dans le temps.

$$Q \text{ (en m}^3\text{)} = 1,37 \times K \times [(H - h) / \log (R / r)]$$

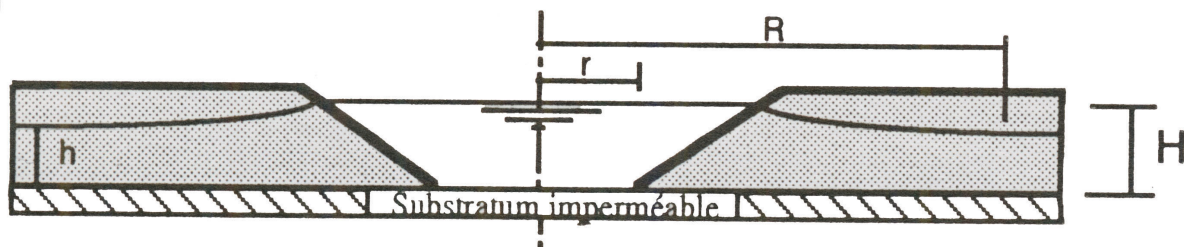


Fig. 27 : Le bassin traverse entièrement la couche aquifère libre en régime permanent (1).

$$Q \text{ (en m}^3\text{)} = 2,73 \times K \times m \times \left[\frac{(H - h)}{\log(R / r)} \right]$$

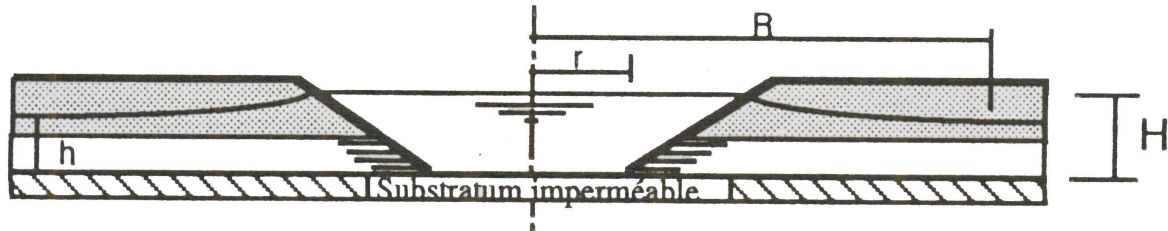


Fig. 28 : Le bassin traverse une couche aquifère en charge en régime permanent (1).

4) Remarque :

Un phénomène de colmatage peut apparaître en raison de l'apport des particules qui vont se déposer sur le fond et les berges du bassin. Le colmatage se définit comme la diminution de perméabilité de l'interface bassin/nappe, tendant à les isoler l'un de l'autre. Il consiste en un piégeage des particules fines par le milieu poreux constituant cette interface.

Les mécanismes impliqués sont mécaniques, chimiques et biologiques (fig. 29). Notons que le colmatage peut englober deux processus différents (ex : mécanique + chimique).

PROCESSUS	AGENT(S) RESPONSABLE(S)
MECANIQUE	<ul style="list-style-type: none"> • matières en suspension (minérales et organiques) • débris végétaux • bulles de gaz piégées, issues de l'activité biologique CO_2, H_2S, SO_2
CHIMIQUE	<ul style="list-style-type: none"> • argiles <ul style="list-style-type: none"> . agrégation avec colloïdes humiques . fixation privilégiée de cations en sites externes . néoformation des aluminosilicates • carbonates alcalino-terreux ($CaCO_3, MgCO_3$) obtenus par précipitation • hydroxydes métalliques d'Al, de Mn, Fe, Cu, Zn formant gels colloïdaux • gels colloïdaux synthétisés par les bactéries
BIOLOGIQUE	<ul style="list-style-type: none"> • agglutination de bactéries en tapis gélatineux, floccs ...

Fig. 29 : Agents responsables des trois processus de colmatage (14).

Le colmatage externe correspond au dépôt des particules à la surface du milieu poreux, lorsque celles-ci ont un diamètre trop important pour pénétrer les pores (arrêt par tamisage).

Le colmatage interne se caractérise par l'intrusion de particules dans les canaux du milieu poreux. Cette capture est réalisable lorsque le rapport diamètre de la particule (d)/diamètre du pore (D), est suffisamment faible ($d/D < 0,16$).

Ainsi, lorsque le phénomène de colmatage peut apparaître, on doit tenir compte de la diminution du débit de fuite par infiltration.

B) Autres exemples de vidanges :

Lorsque le bassin est étanche (ex : colmatage ou nature géologique des sols), la vidange ne peut se faire par infiltration.

L'étude du débit de fuite est menée d'abord sur le plan qualitatif, en recherchant la valeur de dilution de l'effluent que le milieu récepteur est susceptible d'accepter sans conséquences graves pour son équilibre. Le degré de dilution sera donc établi en fonction du pouvoir autoépurateur du milieu récepteur. L'étude est ensuite menée sur le plan quantitatif, en recherchant les valeurs des débits de fuite compatibles avec les débits d'étiage et de crue du milieu récepteur.

1) L'écoulement se fait à travers un orifice :

L'écoulement à travers la vidange d'un bassin de stockage de ce type, est constitué d'un débit de fuite avec une mise en charge en amont de hauteur h dans l'axe de la section Ω de l'orifice, et s'exprime par la formule suivante :

$$Q = k \times S \times \sqrt{2 \times g \times h}$$

Q : en m^3/s .

S : surface de l'orifice rectangulaire ($L \times l$) ou circulaire (πr^2) mesurée à sa section extrême extérieure (en m^2).

g : constante d'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m.s}^{-2}$).

H : charge sur l'orifice mesurée du niveau amont du liquide jusqu'au centre de gravité de l'orifice (en mètres).

k : coefficient de débit (fig. 30).

ORIFICE	k	ORIFICE	k
Orifice ayant exactement la forme de la veine liquide.	1	Ajustage conique convergent (angle de 12°)	0,94
Petit orifice en mince paroi.	0,62	Ajustage conique divergent	1
Orifice noyé.	0,62	Ajustage cylindrique rentrant.	0,5
Orifice rectangulaire en mince paroi.	0,62	Ajustage cylindrique extérieur avec $2\phi < l < 5\phi$	0,82

Fig. 30 : Les différentes valeurs du coefficient k.

2) L'écoulement se fait par surverse :

Le débit d'un déversoir à seuil frontal est donné par la formule de BAZIN suivante :

$$Q = \mu \times l \times h \times \sqrt{2 \times g \times h}$$

Q : débit au niveau du seuil déversoir (en m³/s).

l : longueur du seuil déversant (en mètres).

g : constante d'accélération de la pesanteur (9,81 m.s⁻²).

h : hauteur de lame ou de charge (en mètres) au-dessus du seuil déversoir, cette hauteur étant considérée à une distance au moins égale à 5 h en amont du seuil déversoir.

μ : coefficient expérimental de débit du déversoir.

On désigne par ailleurs par P , la « pelle » ou hauteur du seuil au-dessus du fond amont, et par L la largeur du bassin à l'amont du déversoir.

Il existe plusieurs cas :

- a) Déversoir rectangulaire en mince paroi avec vitesse d'approche faible : $\mu \simeq 0,40$.
- b) Déversoir rectangulaire en mince paroi sur un bassin :
 - Déversoir sans contraction latérale ($l = L$), avec écoulement à nappe libre (fig. 31) :

Un déversoir est ainsi défini quand l'épaisseur e du seuil est moindre que la moitié de la charge h , quand l'écoulement est tel qu'il laisse un espace ω rempli d'air à pression atmosphérique entre la lame et la paroi aval du seuil, et quand la largeur de la lame déversante est exactement la même que celle du canal.

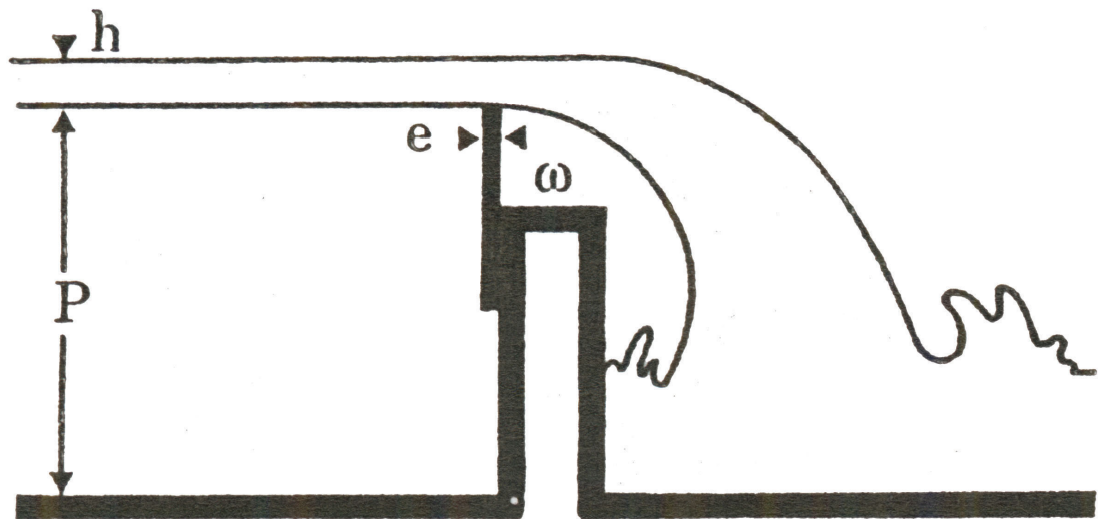


Fig. 31 : Déversoir sans contraction latérale ($l = L$), avec écoulement à nappe libre.

Le coefficient de débit μ est donné par l'une des formules suivantes :

- Formule de BAZIN, d'un emploi général en FRANCE :

$$\mu_1 = 0,405 + (0,003 / h) \times [1 + 0,55 \times (h^2 / (h + P)^2)]$$

- Formule proposée par la Société des Ingénieurs et Architectes Suisses (S.I.A.) :

$$\mu_2 = 0,410 \times [1 + (1 / (1000 h + 1,6))] \times [1 + 0,5 \times (h^2 / (h + P)^2)]$$

Ces formules, avec h et P exprimées en mètres, sont utilisables pour des hauteurs de lame h comprises entre 0,10 m et 0,60 m pour la formule de BAZIN, et entre 0,025 m et 0,80 m pour celle de la S.I.A., cette dernière donnant des résultats légèrement inférieurs à ceux obtenus par la formule de BAZIN.

Autre conditions d'application : P doit être compris entre 0,20 et 2 mètres pour BAZIN, et P doit être supérieur à h pour S.I.A. Enfin, la mesure de h se fera à une distance du seuil au moins égale à cinq fois la hauteur maximale de lame.

Deux tableaux (annexe 3) nous donnent le débit par mètre de longueur de seuil selon BAZIN et la S.I.A.

- Déversoir avec contraction latérale :

La S.I.A. a proposé pour μ la formule suivante :

$$\mu = [0,385 + 0,025 (l/L)^2 + ((2,410 - 2 (l/L)^2) / (1000 h + 1,6))] \times [1 + 0,5 (l/L)^4 ((h / (h+P))^2)]$$

Lorsque $P \geq 0,30$ m ; $l > 0,31 L$; $0,025 \times (L/l) \leq h \leq 0,80$ m ; $h \leq P$.

6.1.2.2.2 La méthode dite « des pluies » :

Elle requiert la connaissance de la courbe « intensité (i) – durée (t) » correspondant à la période de défaillance admissible de l'ouvrage (T), soit i (t, T).

La courbe des hauteurs d'eau spécifiques H (t, T), hauteurs d'eau par unité de surface active du bassin versant, se déduit de la courbe intensité – durée – fréquence i (t, T) considérée par la relation :

$$H (t, T) = i (t, T) \times t$$

H (t, T) est exprimée en mm si i (t, T) est exprimé en mm/h et t en heures.

De même si Q_s désigne le débit de fuite du bassin de retenue, le débit de fuite spécifique s'exprime par la relation :

$$q_s = (Q_s / S_a) \times \alpha$$

q_s est exprimé en mm/h si Q_s est exprimé en l/s, S_a en ha et le coefficient d'unité α est égal à 0,36.

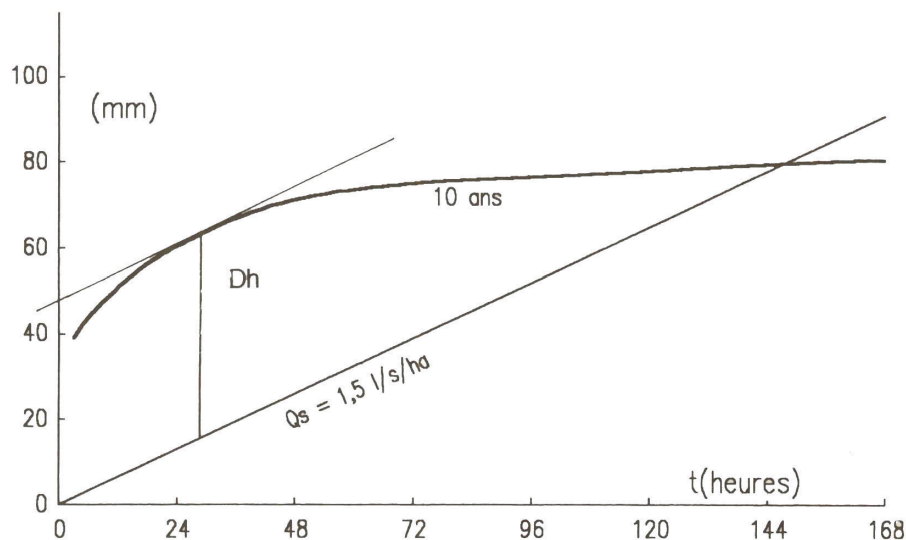


Fig. 32 : Méthode des pluies (1).

L'équation de conservation du volume est résolue graphiquement en remarquant que la hauteur d'eau maximale à stocker dans la retenue (D_h) est égale à l'écart maximum entre les courbes $H(t, T)$ et $V_s(t)$. Il suffit sur le graphique (fig. 32) de tracer la tangente à la courbe de pluie cumulée $H(t, T)$ parallèle à la droite représentant le volume correspondant au débit de fuite.

Le volume à stocker dans la retenue se déduit directement de la relation :

$$V_s(q_s, T) = 10 \times D_h \times S_a$$

V_s étant exprimé en m^3 , D_h en mm et S_a en ha.

Remarque : il n'est pas souhaitable de procéder au stockage de l'eau dans deux bassins se vidant selon des débits régulés différents. Le volume total à stocker étant alors supérieur au volume de stockage dans un seul bassin pour un débit de fuite donné. En cas de compartimentage en série, les débits de fuite des compartiments doivent être identiques.

Les relations hauteur précipitée-durée-fréquence des pluies forment un faisceau de courbes-enveloppes. Le tracé montré en figure 32 peut être fait pour chaque courbe enveloppe et le volume déduit pour une pluie décennale, centennale, etc. Le résultat présenté en figure 33 montre immédiatement l'accroissement du volume de stockage en fonction de la protection souhaitée.

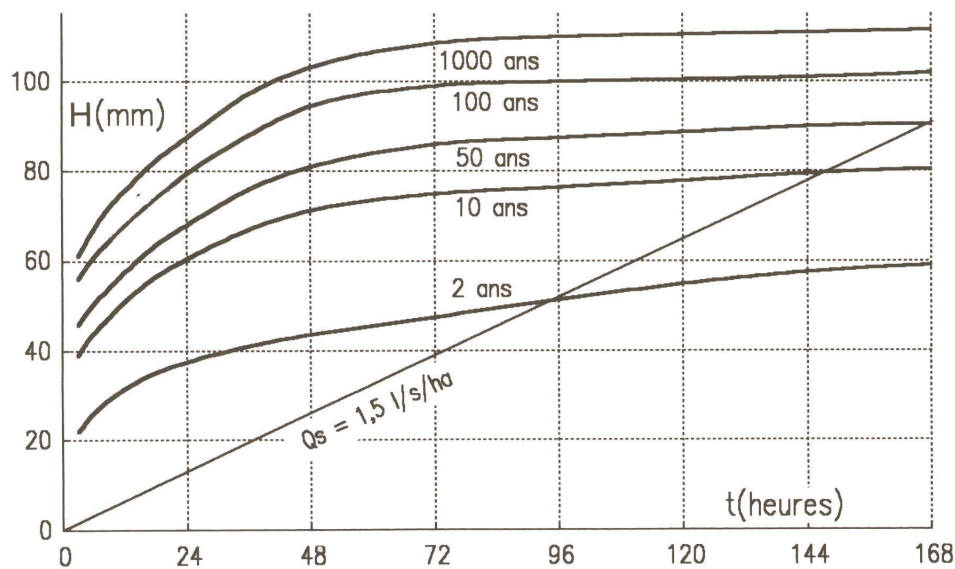


Fig. 33 : Faisceau des courbes de pluie de différentes fréquences à Paris-Montsouris (1).

Enfin, si le bassin d'orage est alimenté par la nappe phréatique, il faudra évaluer au préalable, les apports de la nappe afin d'en tenir compte dans le calcul du volume à stocker.

6.1.2.2.3 La méthode dite « des volumes » :

- **Présentation :**

L'Instruction Technique de 1977 a découpé la France métropolitaine suivant trois régions pluviométriques homogènes (fig. 34 ou annexe 4). Ces régions I, II, et III sont raccordées à une évaluation statistique des paramètres représentatifs de la pluie pour différentes périodes de retour.

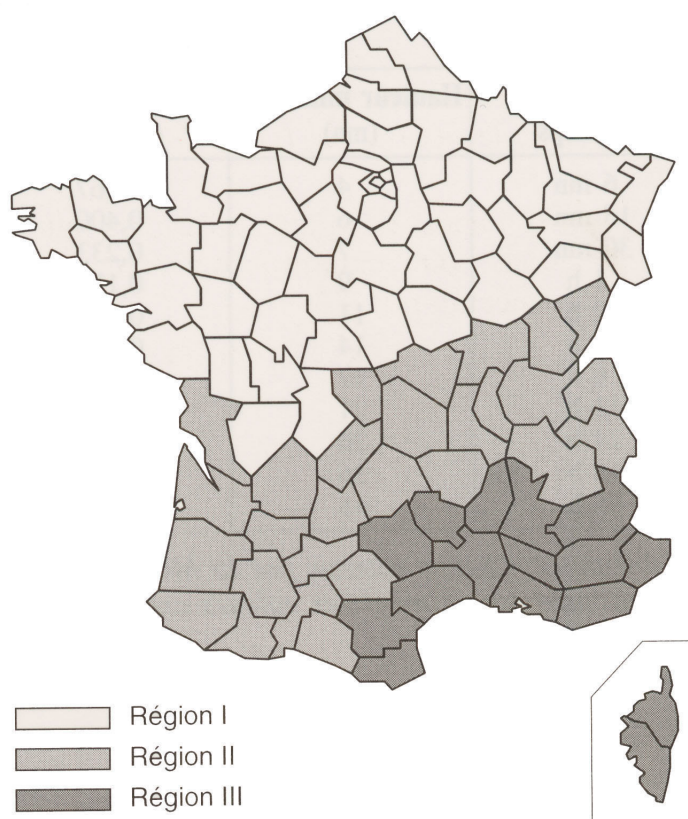


Fig. 34 : Délimitation des zones de pluviométrie homogène (15).

Les D_h correspondant à ces trois régions pour quatre périodes de retour (2, 4, 10 et 20 ans) sont reportés sur l'abaque suivant (fig. 35 ou annexe 5) :

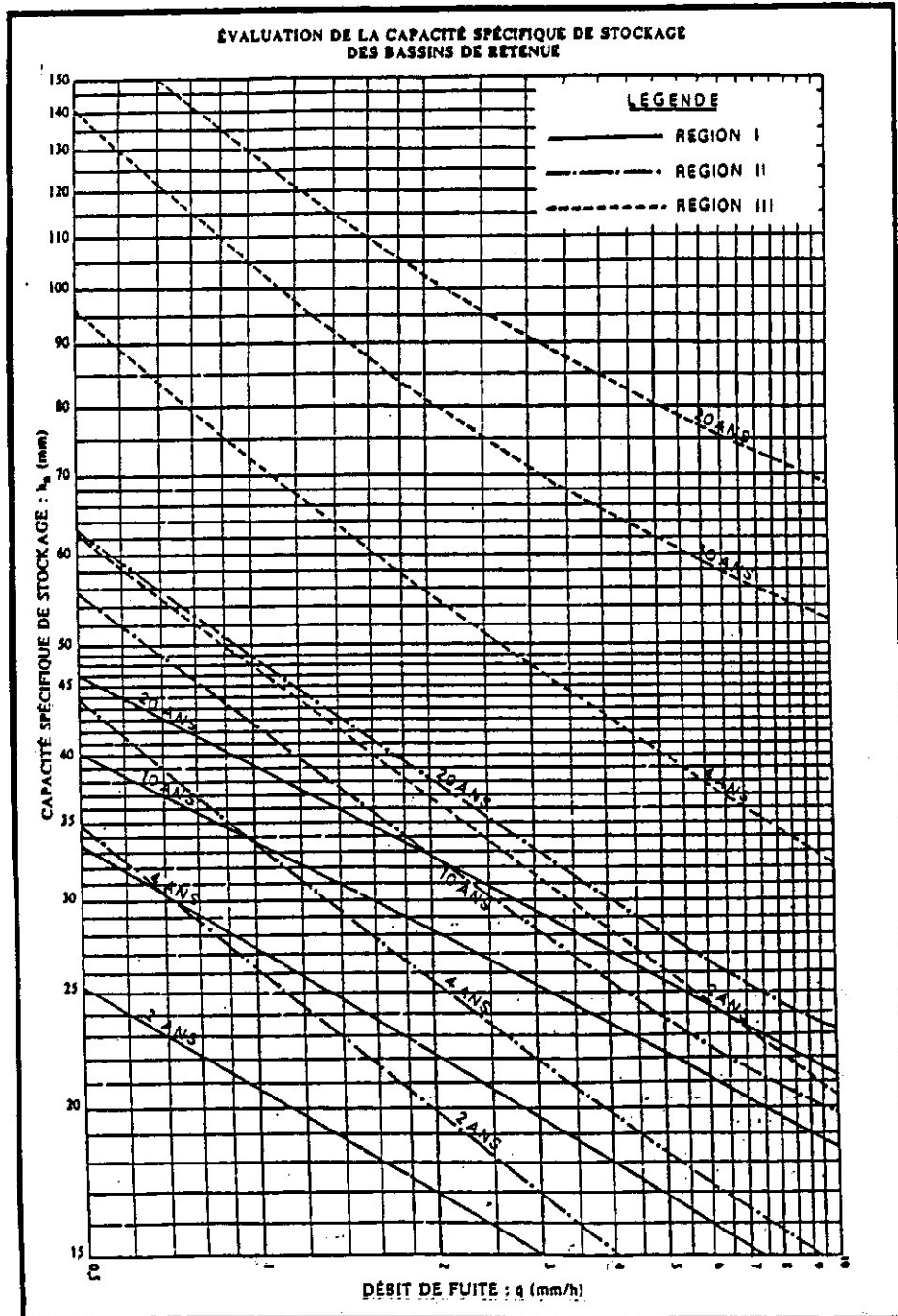


Fig. 35 : Evaluation de la capacité spécifique de stockage des bassins de retenue.

On procède ensuite de la manière suivante :

- Calcul de la surface active (en hectares) :

$$S_a = S \times C_a$$

- Choix du débit de fuite :

$$Q_s \text{ en m}^3/\text{s}$$

- Calcul du débit de fuite par hectare de surface active :

$$q_s \text{ (mm/h/ha)} = (360 / S_a) \times Q_s$$

- Choix de la période de retour T.
- Détermination de la hauteur spécifique de stockage h (mm) à l'aide de l'abaque pour la région du projet (fig. 35).
- Calcul du volume utile de stockage :

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 10 \times S_a \times h$$

V en m³.

S_a en ha.

h en mm.

- Remarque :

Si le bassin d'orage est alimenté par la nappe phréatique, il faudra évaluer au préalable, les apports de la nappe afin d'en tenir compte dans le calcul du volume à stocker.

- **Utilisation de la méthode des volumes dans un exemple de dimensionnement :**

L'exemple suivant, rapidement traité, sera plus approfondi avec une autre méthode appelée « méthode superficielle ».

- *Détermination du coefficient d'apport :*

$$C_a = 0,70$$

- *Calcul de la surface active :*

Le site d'exploitation étant protégé des eaux extérieures, on ne considère que l'emprise de la carrière à l'état final : 3,2 ha.

$$S_a = S \times C_a$$

D'où,

$$S_a = 3,2 \times 0,70$$

$$S_a = 2,24 \text{ ha}$$

- *Choix du débit de fuite :*

L'excavation (650 m²) qui jouera le rôle d'un bassin de rétention et d'infiltration, est constituée de roches fissurées. On estime le débit de fuite à environ 86 400 m³/jour/ha à partir du tableau de la figure 23.

Ce qui donne :

$$Q_s = 5\,616 \text{ m}^3/\text{jour pour } 650 \text{ m}^2.$$

Soit,

$$Q_s = 0,065 \text{ m}^3/\text{s}$$

- *Calcul du débit de fuite par hectare de surface active :*

$$q_s (\text{mm/h/ha}) = (360 / S_a) \times Q_s$$

$$q_s = (360 / 2,24) \times 0,065$$

$$q_s = 10,45 \text{ mm/h/ha}$$

- *Choix de la période de retour T :*

En cas de précipitation d'occurrence décennale, le bassin d'orage doit être en mesure de recueillir toutes les eaux chargées en matières en suspension, afin d'éviter tout débordement vers un vallon, où se trouve une retenue destinée à alimenter une ville en eau potable. On choisit donc une période de retour de 10 années.

- *Détermination de la hauteur spécifique de stockage h (mm) à l'aide de l'abaque pour la région du projet :*

Le site étudié se trouve dans la région III. L'abaque de la figure 35 donne une hauteur spécifique de stockage égale à environ 52 mm pour une période de retour de 10 ans.

- *Calcul du volume utile de stockage :*

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 10 \times S_a \times h$$

$$V = 10 \times 2,24 \times 52$$

$$V = 1165 \text{ m}^3$$

- *Remarque :*

Nous verrons plus tard que ce volume est surestimé par rapport à celui calculé avec la méthode de CAQUOT. En effet, le débit de fuite qui demande une étude approfondie est déterminé ici avec approximation. Cet exemple de dimensionnement explique néanmoins comment utiliser la méthode des volumes.

6.1.2.2.4 Conclusion sur l'utilisation des méthodes « des pluies » et « des volumes »:

Ces deux méthodes sont établies sur la base d'hypothèses simplificatrices :

- pas d'amortissement de la précipitation sur le bassin versant. L'amortissement est d'autant plus important que le bassin versant est étendu, et que la pluie est de courte durée. Cependant, les pluies qui fournissent les plus grands volumes ruisselés sont généralement des pluies de longue durée.
- Coefficient d'apport constant quelle que soit la durée de la précipitation. En fait, ce coefficient augmente avec l'intensité de l'averse et sa durée (phénomène de saturation des sols). Les résultats obtenus par calcul sont d'autant plus éloignés de la réalité que le bassin versant est faiblement urbanisé et que le débit de fuite de la retenue est faible.

- Débit de fuite considéré constant à l'exutoire d'un bassin de retenue au cours des épisodes pluvieux.

La méthode des pluies demande l'utilisation de courbes pluviométriques locales collectées auprès de Météo FRANCE. De plus, elle est moins rigoureuse du point de vue mathématique et peut conduire à des résultats inférieurs de l'ordre de 5 à 50% par rapport à la méthode des volumes, suivant les régions, le débit de fuite et la période de retour. Son utilisation dans une étude d'impact n'est donc pas judicieuse pour calculer les dimensions d'un bassin d'orage.

La méthode des volumes présente une grande facilité d'utilisation. Cependant, le débit de fuite des bassins d'orage semble parfois difficile à estimer (infiltration). De plus, l'évaluation du coefficient d'apport est très délicate et doit tenir compte des conditions hydrogéologiques locales pour lesquelles la consultation éventuelle d'un expert peut s'avérer utile. Cette méthode présentée dans l'Instruction Technique de 1977, ne définit que trois régions pluviométriques. Ses courbes ne prennent donc pas en compte la spécificité de la pluviométrie locale et sont limitées à une période de retour de 20 ans. On pourra malgré tout choisir cette méthode dans une étude d'impact ou dans une étude spécifique de dimensionnement.

Cependant, on privilégiera la méthode de CAQUOT présentée plus loin, qui prend en compte un plus grand nombre de paramètres et dont l'utilisation semble mieux adaptée aux carrières. Pour plus de sécurité, on peut aussi utiliser la méthode des volumes en complément de CAQUOT afin de comparer les différents résultats obtenus.

6.1.2.3 La méthode du modèle de CAQUOT :

6.1.2.3.1 Présentation :

On utilise la méthode de CAQUOT appelée aussi méthode superficielle, afin de calculer le volume d'un bassin d'orage. Cette méthode présente de nombreux avantages parmi lesquels :

- prise en compte de nombreux paramètres facilement utilisables pour dimensionner un bassin de rétention dans une étude d'impact ou spécifique,
- les données météorologiques ne sont pas indispensables,
- facilité de mise en œuvre.

L'Instruction Technique de 1977 a repris, moyennant des ajustements, l'essentiel des travaux de CAQUOT (de 1941 à 1949) et ses évolutions successives, pour une application courante de la méthode superficielle. Cette méthode permet de calculer le débit de pointe en divers points caractéristiques, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement. Ce débit servira ensuite à déterminer les dimensions hydrauliques du bassin d'orage.

6.1.2.3.2 Calcul du volume d'un bassin d'orage à partir du modèle de CAQUOT :

Les bassins d'orage sont dimensionnés de façon à stocker au minimum, un volume d'eau ruisselant sur une surface déterminée, lors d'une pluie de période de retour F.

Ce dimensionnement se fait à partir de plusieurs paramètres :

- le débit maximal des eaux de ruissellement récoltées par le bassin de rétention,
- les caractéristiques du bassin versant,
- la durée du temps de concentration qui est égale au temps écoulé entre le début de l'averse et l'instant où le débit de ruissellement est maximal.

La première étape consiste à fixer une période de retour pour le dimensionnement du bassin de rétention. On dimensionne ce bassin pour toute la durée d'exploitation de la carrière : si l'autorisation est par exemple sollicitée pour une durée de 10 années, on prendra en compte dans les calculs, des événements météorologiques de période de retour de 10 ans. Pour une durée de 20 ans, on choisira une période de retour de 20 ans. En effet, une fois que le site n'est plus exploité, le ruissellement engendré par les terrains remis en état (pentes talutées, revégétalisation...) sera bien moins important que celui engendré lors de l'activité de la carrière. Cependant, dans des cas bien précis (milieu très sensible...), on peut choisir une période de retour de 20 ans ou plus pour dimensionner le bassin d'orage d'un site ayant une durée d'autorisation de 10 ans. En effet, si la période moyenne de retour ayant une probabilité F d'être observée est égale à $T = 1/F$, au cours de cette même période, des événements statistiquement plus rares peuvent se produire. Précisons aussi qu'un événement pluvieux de période T a une probabilité non nulle de se produire plus d'une fois dans cet intervalle de temps ou de ne pas se produire du tout.

Une fois la période de retour fixée, la deuxième étape consiste en une reconnaissance du terrain qui se fera à partir de données topographiques (cartes IGN au 1/25 000, plan topographique au 1/5 000 de la carrière...) et d'investigations sur le terrain. Elle est destinée à :

- établir une cartographie succincte des écoulements en repérant les réseaux d'évacuation pluviale artificiels et/ou naturels et d'en déterminer les caractéristiques,
- repérer les limites du bassin versant dont les eaux de ruissellement sont collectées naturellement par gravité au niveau du point bas de la carrière. On étudiera aussi l'occupation des sols et l'aptitude au ruissellement de ce bassin versant.

Rappelons que le bassin versant d'un cours d'eau considéré en un point donné de son cours, est l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel, l'eau précipitée se dirige vers ce point du cours d'eau (fig. 36). Les bassins versants topographiques sont délimités par des lignes de crêtes ou lignes de partage des eaux (fig. 37).

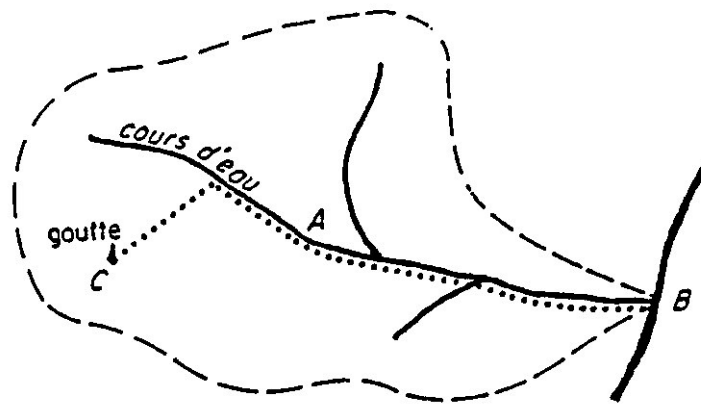


Fig. 36 : Schéma de bassin versant.

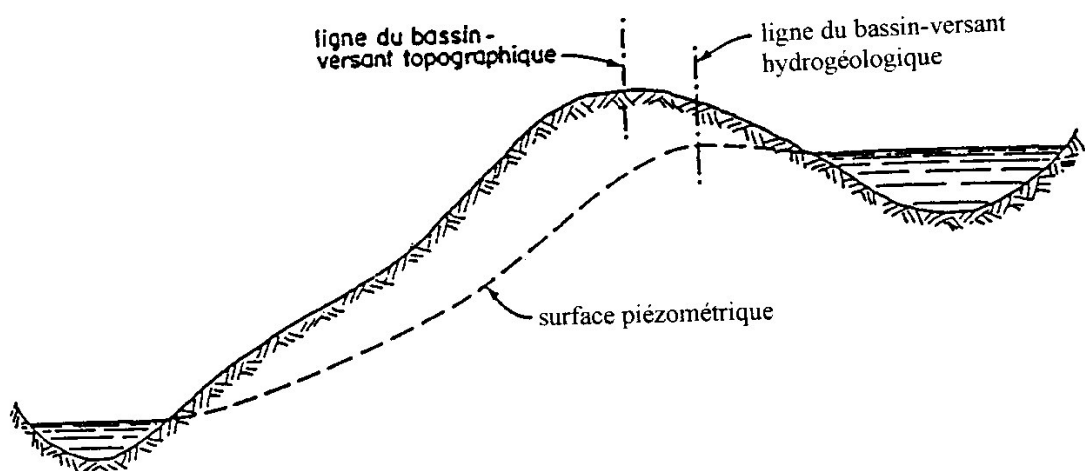


Fig. 37 : Limites d'un bassin versant.

Lorsque cela s'avère nécessaire (hétérogénéité de pentes, de coefficients de ruissellement...), le bassin versant considéré est délimité en bassins élémentaires homogènes ou sous-bassins versants. Ce découpage tient compte de l'occupation des sols, de la nature du sol (géologie), de la couverture végétale ainsi que de la longueur du plus long parcours de l'eau à travers les chemins du ruissellement et d'écoulement rapportés à la pente. Plusieurs exemples de découpages seront traités ultérieurement à travers différents calculs de dimensionnement.

Une fois ce découpage réalisé, il faut déterminer les différents paramètres de la formule superficielle qui donne le débit maximal de ruissellement en un point donné. On calcule ensuite le temps de concentration. On obtiendra à la fin les dimensions minimales du bassin d'orage.

- **Calcul du débit maximal de ruissellement :**

$$Q_{p(F)} = K \times I^\alpha \times C^\beta \times A^\gamma$$

$Q_{p(F)}$ en m^3/s .

I : pente moyenne (en m/m).

C : coefficient de ruissellement.

A : surface du bassin versant (en hectares).

K, α, β, γ : paramètres suivant la période de retour et la zone géographique considérée.

- *La pente moyenne :*

Elle exprime le temps d'écoulement le long du cheminement hydraulique (L) le plus éloigné de l'exutoire.

$$I_{\text{moy}} = \left[\frac{\sum L_i}{\sum (L_i / \sqrt{I_i})} \right]^2$$

I_{moy} en m/m.

Le plus long cheminement hydraulique L (en m) est constitué de tronçons successifs L_j (en m) de pentes I_j (en m/m). Il représente le plus long parcours de l'eau à travers les chemins de ruissellement et d'écoulement. On le détermine en établissant une cartographie succincte des écoulements.

- *Le coefficient de ruissellement C :*

Il faut déterminer en premier lieu les coefficients de ruissellement de chaque bassin élémentaire. L'ensemble des précipitations tombant en un point donné ne ruisselle pas sur le sol. Une partie s'infiltre directement dans le sous-sol. Une autre partie est par exemple interceptée par la végétation.

Dès le début de l'averse, les sols s'humidifient par rétention d'une partie de la pluie qu'ils reçoivent. Le ruissellement s'observe lorsque le phénomène de saturation apparaît, c'est à dire lorsque la vitesse de pénétration dans le sol tend vers zéro.

Le coefficient de ruissellement doit être évalué le plus justement possible lors des observations in situ. En effet, il englobe de nombreux paramètres comme la perméabilité des sols, les pertes à l'averse, l'influence de la topographie et l'occupation des sols (pistes, bâtiments...).

Plusieurs tableaux joints en annexe 6 donnent une idée des coefficients de ruissellement suivant les occupations des sols.

Le calcul du coefficient de ruissellement moyen, s'effectue à partir des coefficients de ruissellement C_i des zones homogènes de surface A_i :

$$C_{\text{moy}} = [\Sigma(C_i \times A_i) / \Sigma A_i]$$

- *La surface du bassin versant considéré :*

Comme nous l'avons vu précédemment, on détermine à l'aide de plans topographiques et d'investigations sur le terrain, le bassin versant drainé par le point bas de la carrière. Sa superficie totale est égale à la somme des surfaces du ou des sous-bassins versants drainés par la carrière et de l'emprise du site.

Par contre, si la carrière est protégée des eaux extérieures (par un merlon ou des fossés périphériques), le bassin versant étudié correspondra uniquement à l'emprise du site d'exploitation.

Dans tous les cas, le débit de pointe est défini de manière maximaliste en considérant le site en fin d'exploitation avant remise en état. En effet, la surface de collecte de la carrière et la capacité de ruissellement sont alors maximales.

L'ensemble des surfaces (bassin versant et bassins élémentaires) peut être mesuré à l'aide d'un planimètre ou du logiciel MINICAD, à partir de plans topographiques.

- Les paramètres K , α , β , γ :

La FRANCE métropolitaine a fait l'objet d'un découpage suivant trois grandes régions pluviométriques (fig. 38 ou annexe 4). Ces régions I, II et III, sont raccordées à une évaluation statistique des paramètres $a(F)$ et $b(F)$ représentatifs de la pluie pour des périodes de retour de 1, 2, 5 et 10 ans.

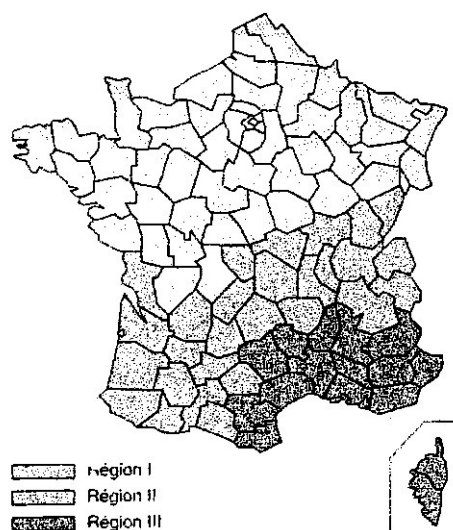


Fig. 38 : Délimitation des zones de pluviométrie homogène (15).

On a ainsi établi la liste des formules superficielles d'application courante (fig. 39) correspondant aux bassins versants d'allongement moyen.

Périodes de retour $T = 1/F$	Paramètres		Formules superficielles $Q_{p(F)}(m^3/s)$
	$a(F)$	$b(F)$	
10 ans	5,9	- 0,59	Région I
5 ans	5,0	- 0,61	
2 ans	3,7	- 0,62	
1 an	3,1	- 0,64	
10 ans	6,7	- 0,55	Région II
5 ans	5,5	- 0,57	
2 ans	4,6	- 0,62	
1 an	3,5	- 0,62	
10 ans	6,1	- 0,44	Région III
5 ans	5,9	- 0,51	
2 ans	5,0	- 0,54	
1 an	3,8	- 0,53	

Fig. 39 : Formules superficielles des débits $Q_{p(F)}$ pour les périodes de retour de 1 à 10 ans (FRANCE métropolitaine et Corse) (15).

Il est parfois nécessaire d'envisager des degrés de protection supérieurs à la période de retour de 10 ans. On affecte alors aux résultats obtenus sur la base de la période de retour de 10 ans des coefficients $\alpha(T)$ (fig. 40). Exemple : $Q_{p(T=50)} = Q_{p(T=10)} \times \alpha(50)$.

Coefficients Périodes	T	$\alpha(T)$
T > 10 ans	100 ans	1,80
	50 ans	1,50
	20 ans	1,20
T = 10 ans	10 ans	1
T < 10 ans	5 ans	0,78
	1 an	0,50
T < 1 an	9 mois	0,45
	6 mois	0,38
	4 mois	0,32
	3 mois	0,28
	2 mois	0,23
	1 mois	0,15

Fig. 40 : Coefficients $\alpha(T)$ applicables à $Q_{p(T=10)}$ (15).

Il existe aussi des formules superficielles pour les départements d'outre-mer (fig. 41). Elles sont utilisables pour les projets situés en outre-mer.

Période de retour	Paramètres		Formules superficielles
	a(F)	b(F)	
• Guadeloupe			
10	8,70	- 0,50	$2,069 I^{0,24} C^{1,17} A^{0,81}$
5	7,93	- 0,51	$1,876 I^{0,25} C^{1,17} A^{0,81}$
2	6,92	- 0,52	$1,793 I^{0,25} C^{1,18} A^{0,81}$
1	6,17	- 0,52	$1,411 I^{0,25} C^{1,18} A^{0,81}$
• Martinique			
10	6,34	- 0,42	$1,324 I^{0,20} C^{1,14} A^{0,84}$
• Guyane (région de Cayenne)			
10	5,82	- 0,40	$1,187 I^{0,19} C^{1,13} A^{0,84}$
5	5,51	- 0,42	$1,133 I^{0,19} C^{1,14} A^{0,84}$
2	5,14	- 0,44	$1,065 I^{0,21} C^{1,15} A^{0,83}$
1	4,87	- 0,46	$1,016 I^{0,22} C^{1,15} A^{0,83}$
• Réunion (1)			
Région de Saint-Denis (pluies d'une durée de 9 h)			
10	6,61	- 0,46	$1,447 I^{0,22} C^{1,15} A^{0,83}$
Région de Saint-Paul (pluies d'une durée de 2 h)			
10	4,67	- 0,38	$0,912 I^{0,17} C^{1,12} A^{0,85}$
Région de Gillot (pluies d'une durée de 2 h)			
10	3,75	- 0,30	$0,493 I^{0,13} C^{1,09} A^{0,87}$

Fig. 41 : Formules superficielles pour les départements d'outre-mer (15).

- *Correction de l'allongement du bassin (M) :*

Le modèle de CAQUOT a introduit un allongement moyen défini par :

$$M = L / \sqrt{A} = 2$$

L : longueur du cheminement hydraulique le plus long (en hectomètres).

A : surface du bassin versant (en hectares).

Le facteur de forme du bassin est très important : si le résultat du calcul de M est différent de la valeur 2 de base, le débit résultant de l'application de la formule superficielle doit être corrigé.

Il convient alors d'appliquer un facteur correcteur (m) pour corriger le débit brut :

$$m = [M / 2]^{0,7 \times b(F)}$$

M : allongement du bassin.

b (F) : paramètre d'expression de la pluviométrie.

- **Calcul du temps de concentration :**

La durée du temps de concentration est égale au temps écoulé entre le début de l'averse et l'instant où le débit de ruissellement est maximal. Le temps de concentration t_c est donné par la formule suivante (Guide Technique de l'assainissement, 1996 - Editions du Moniteur) :

$$t_c = 0,423 \times L^{0,69} \times I^{-0,41} \times A^{0,184} \times Q_{p(F)}^{-0,354}$$

t_c en minutes.

L : longueur du cheminement hydraulique le plus long (en hectomètres).

I : pente moyenne (en m/m).

A : superficie du bassin versant (en hectares).

$Q_{p(F)}$: débit de pointe en m^3/s .

- **Calcul du volume minimal du bassin d'orage :**

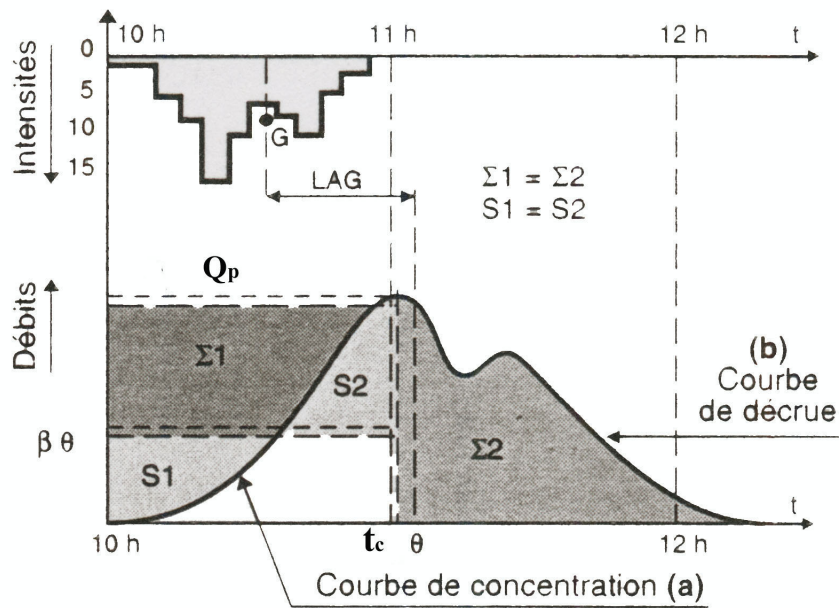


Fig. 42 : Diagramme représentatif du modèle de CAQUOT (15).

Dans le diagramme représentatif du modèle de CAQUOT (fig. 42),

$$\Sigma_1 = \Sigma_2 \text{ et } S_1 = S_2.$$

Or,

$$Q_{p(F)} \times t_c = \Sigma_1 + S_1 + S_3$$

D'où

$$Q_{p(F)} \times t_c = \Sigma_2 + S_2 + S_3$$

En multipliant le débit de pointe $Q_{p(F)}$ par le temps de concentration (t_c), on obtient la surface de l'hydrogramme du modèle de CAQUOT. Cette surface correspond au volume du ruissellement engendré par une pluie de période de retour F.

Connaissant le débit d'entrée maximal dans le bassin d'orage ($Q_{p(F)}$) et le temps de concentration t_c , le volume minimal de ce bassin sera égal à :

$$V = Q_{p(F)} \times t_c$$

V en m^3 .

$Q_{p(F)}$ en m^3/s .

t_c en secondes.

Il est préférable d'affecter un coefficient de sécurité au volume calculé (page 94).

A partir du volume déterminé, on peut ensuite proposer des dimensions pour le bassin d'orage. Ces dimensions doivent tenir compte du lieu où on désire installer ce bassin. S'agissant d'un bassin d'orage, la forme et les dimensions ont peu d'importance.

Si le bassin d'orage est alimenté par la nappe phréatique, on ajoutera le volume apporté par la nappe au volume minimal calculé. On tient compte alors de la hauteur maximale que la nappe peut atteindre dans le bassin.

- **Conclusion :**

La méthode superficielle est facilement utilisable pour dimensionner un bassin d'orage dans une étude d'impact ou spécifique. De plus, elle semble donner de bons résultats à partir de différents calculs réalisés durant ce stage. Néanmoins, comme toute méthode, elle comprend des limites.

En effet, la méthode de CAQUOT s'applique à l'origine aux surfaces urbaines drainées par des réseaux. C'est pourquoi, les différents paramètres de la formule d'expression du débit maximum, doivent être déterminés avec la plus grande précision possible. Notamment le coefficient de ruissellement de chaque sous-bassin. Celui-ci peut varier énormément compte tenu du taux d'imperméabilisation, de la nature du sol, de la saturation, de la couverture végétale, de la pente, etc. En effet, un sol non urbanisé sur lequel serait affecté a priori un coefficient $C = 0,05$ pourrait, une fois saturé et compte tenu de sa nature peu perméable, sans couverture végétale et pentue, atteindre un coefficient $C = 0,5$. Autre exemple, le coefficient de ruissellement d'un sol calcaire peut-être compris entre 0 et 1 selon que le calcaire est fissuré ou non. Dans tous les cas, une investigation sur le terrain s'impose lors du choix des différents paramètres.

On peut cependant assimiler les carrières à des surfaces semi-urbaines voire urbaines. En effet, les coefficients de ruissellement sont souvent élevés vu l'occupation des sols (sols souvent nus, pistes imperméables) et les fortes pentes (fronts). Par contre, lorsque les carrières ne sont pas protégées des eaux extérieures, les sous-bassins ruraux drainés par les carrières peuvent poser problème. En effet, leur intégration dans les calculs peut entraîner des erreurs.

L'application des formules superficielles suppose que les sous-bassins soient aussi homogènes que possible et que la surface de leur assemblage ne dépasse pas 200 hectares. Enfin le coefficient de ruissellement C doit être compris entre 0,2 et 1 et en ce qui concerne la pente moyenne, les valeurs limites imposées en m/m sont : $0,002 \leq I_{\text{moy}} \leq 0,05$. Toutes ces hypothèses sont souvent respectées dans le cas des carrières. En effet, les sites sont souvent protégés des eaux extérieures. Et même dans le cas contraire, la surface des différents bassins élémentaires ne dépasse guère quelques hectares. De plus, les coefficients de ruissellement sont supérieurs à 0,2 excepté peut-être quelques rares cas de sous-bassins versants ruraux en amont de la carrière. Par contre, la pente moyenne dépassera quelquefois 0,05 m/m à cause des pentes importantes des fronts.

6.1.3 Exemples de dimensionnement de bassins d'orages :

La première étude est fournie à quelques détails près telle qu'elle a été réalisée pendant ce stage (certains détails ont été retirés ou changés par soucis de confidentialité). Son objectif est de servir d'exemple et de modèle aux collaborateurs du bureau d'études E.N.C.E.M. Les deux suivantes ont été résumées et simplifiées afin de rester concis. La réalisation d'études de dimensionnement peut se faire à partir des exemples suivants. Cependant, il est nécessaire de se référer à la partie théorique développée précédemment. La mise au point de calculateurs Excel facilitera les calculs de dimensionnement (annexe 7).

6.1.3.1 Cas le plus fréquent où la carrière est protégée des eaux extérieures :

- **Préambule :**

Une société désire mettre en activité, une carrière en contexte géologique carbonaté, dans le prolongement d'une ancienne carrière abandonnée depuis de nombreuses années.

Le dimensionnement du bassin d'orage, fait suite à la demande du commissaire enquêteur à l'issue de l'enquête publique.

Il s'agit de préciser, si en cas de précipitation d'occurrence décennale, le bassin d'orage sera en mesure de recueillir toutes les eaux de ruissellement, chargées de matières en suspension. Ceci afin d'éviter tout débordement vers un vallon et ainsi toute pollution d'une retenue d'eau alimentant une ville en eau potable. Le bassin d'orage sera donc dimensionné de façon à stocker au minimum, un volume d'eau ruisselant sur l'emprise de la carrière, lors d'une pluie exceptionnelle (période de retour de 10 ans).

Les eaux météoriques ruisselant sur la carrière seront confinées au niveau de l'excavation, correspondant à l'ancienne carrière. Nous allons tout d'abord estimer la capacité de stockage du bassin d'orage, nécessaire pour collecter les eaux météoriques d'une pluie exceptionnelle (période de retour de 10 ans). Il s'agira ensuite de vérifier, si la capacité de l'ancienne carrière utilisée comme bassin est suffisante pour stocker ces eaux.

Le dimensionnement est établi à partir de plusieurs paramètres :

- le débit maximal des eaux de ruissellement récoltées par l'excavation,
- les caractéristiques du bassin versant,
- la durée du temps de concentration qui est égale au temps écoulé entre le début de l'averse et l'instant où le débit de ruissellement est maximal.

Le bassin versant considéré est limité à la carrière : la nature très fissurée des terrains alentours, limite considérablement le ruissellement. De plus, la réalisation d'un fossé et d'un merlon périphérique, empêchera toute entrée d'eau en provenance de l'extérieur sur la carrière.

- **Calcul du débit maximal de ruissellement :**

Le modèle de CAQUOT (ou méthode superficielle) permet de calculer le débit de pointe en un point caractéristique en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement. La valeur du débit de pointe, obtenue par la formule ci-dessous, nous servira ensuite à déterminer les dimensions hydrauliques du bassin d'orage.

$$Q_{p(F)} = K \times I^\alpha \times C^\beta \times A^\gamma$$

$Q_{p(F)}$ en m^3/s .

I : pente moyenne (en m/m).

C : coefficient de ruissellement.

A : surface du bassin versant (en hectares).

K, α, β, γ : paramètres suivant la période de retour et la zone géographique considérée.

Le débit de pointe est défini de manière maximaliste, en considérant l'ensemble du site en fin d'exploitation, avec une remise en état partiellement réalisée : avancement de la remise en état à $T_0 + 10$ ans (surface de collecte et capacité de ruissellement maximales).

Le bassin versant, correspondant à l'emprise de l'exploitation, peut être délimité en trois bassins homogènes élémentaires :

- le carreau de la carrière,



- les fronts nus,

- les fronts nus,



- les zones remises en état.



Le tableau suivant, établi à partir du plan de la carrière à l'état final et d'investigations sur le terrain, nous donne les caractéristiques de ces bassins élémentaires :

	Carreau	Fronts nus	Zones remises en état
Superficie (en ha)	1,95	0,50	0,75
Estimation du coefficient de ruissellement	0,80	0,70	0,20

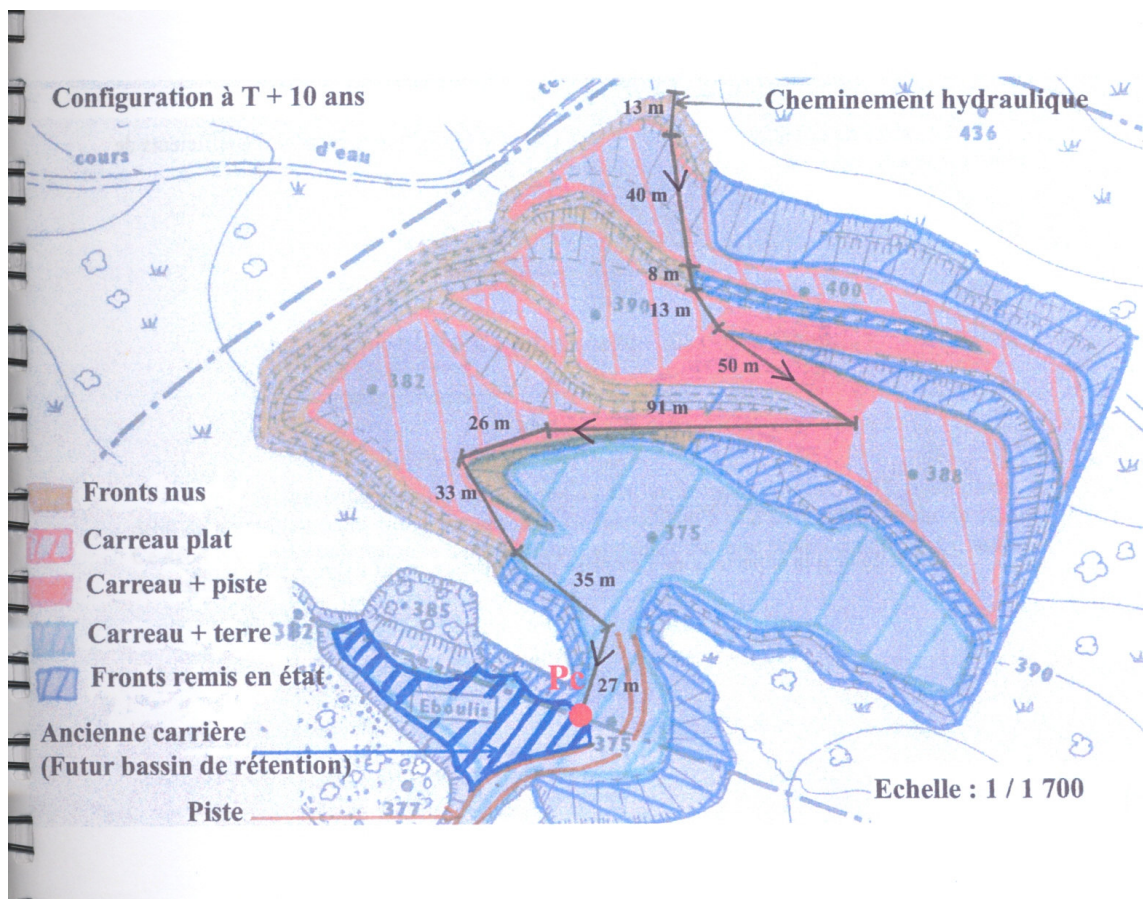
- *La pente moyenne :*

Elle exprime le temps d'écoulement le long du cheminement hydraulique (L), le plus éloigné de l'exutoire. Cet exutoire correspond au bassin de collecte des eaux pluviales (ou point caractéristique).

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

I_{moy} en m/m.

Le plus long cheminement hydraulique L (en m) est constitué de tronçons successifs L_j (en m) de pentes I_j (en m/m).



L_j	I_j	$\sqrt{I_j}$	$L_j / \sqrt{I_j}$	I_{moy}
13	4	2	6,5	0,025
40	0,005	0,07	571,4	
8	1,4	1,18	6,8	
13	0,005	0,07	185,7	
50	0,03	0,17	294,1	
91	0,06	0,24	379,2	
26	0,005	0,07	371,4	
33	0,18	0,42	78,6	
35	0,18	0,42	83,3	
27	0,03	0,17	158,8	
336			2135,8	

La pente moyenne est égale à environ 0,025 m/m.

- *Le coefficient de ruissellement C :*

Le calcul du coefficient de ruissellement moyen, s'effectue à partir des coefficients de ruissellement C_i des zones homogènes de surface A_i :

$$C_{moy} = [\Sigma(C_i \times A_i) / \Sigma A_i]$$

$$C_{moy} = [(1,95 \times 0,80) + (0,50 \times 0,70) + (0,75 \times 0,20)] / [3,2]$$

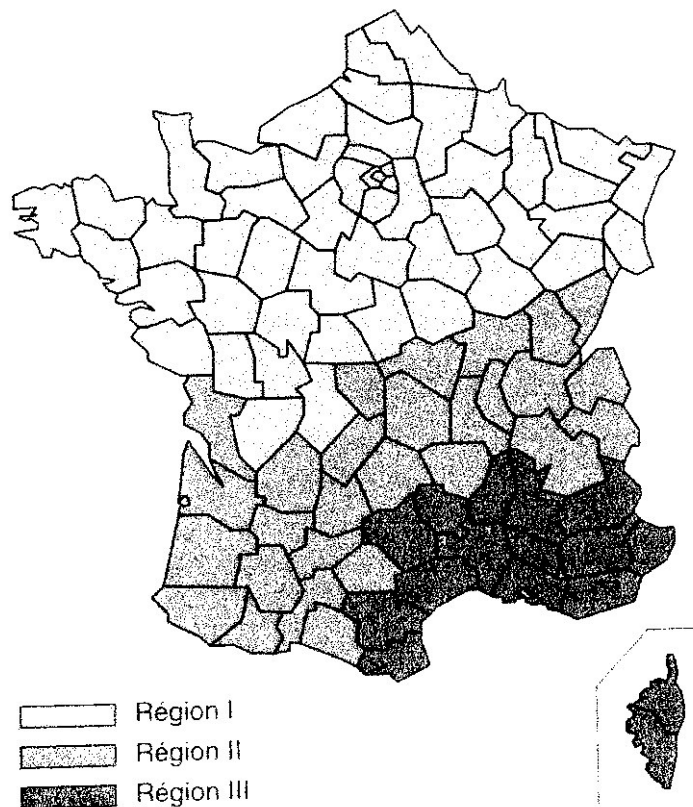
$$C_{moy} = 0,64$$

- *La surface du bassin versant :*

Elle est égale à la superficie de l'emprise de la carrière, c'est à dire 3,2 hectares.

- Application du modèle de CAQUOT :

La FRANCE métropolitaine a fait l'objet d'un découpage suivant 3 régions pluviométriques homogènes. Ces régions I, II et III, sont raccordées à une évaluation statistique de paramètres, représentatifs de la pluie pour différentes périodes de retour : « Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations. Circulaire n° 77.284 – 1977. »



Pour le site étudié inclus dans la région III, la formule de CAQUOT nous donne le débit de pointe (au point caractéristique Pc) correspondant à une période de retour de 10 ans. Ce débit correspond au ruissellement des eaux, engendré par une pluie décennale, à l'intérieur du bassin versant constitué ici par la carrière :

$$Q_{p(T=10)} = 1,296 \times 0,025^{0,21} \times 0,64^{1,14} \times 3,2^{0,83}$$

$$Q_{p(T=10)} = 0,94 \text{ m}^3/\text{s}$$

- *Correction de l'allongement (M) du bassin :*

Le modèle de CAQUOT a introduit un allongement moyen défini par :

$$M = L / \sqrt{A} = 2$$

L : longueur du cheminement hydraulique le plus long (en hectomètres).

A : surface du bassin versant considéré (en hectares).

Le facteur de forme du bassin est très important : si le résultat du calcul de M est différent de la valeur 2 de base, le débit résultant de l'application de la formule superficielle doit être corrigé.

Dans le cas présent :

$$M = 3,36 / \sqrt{3,2}$$

$$M = 1,88$$

Il convient donc d'appliquer un facteur correcteur (m) pour corriger le débit brut :

$$m = [M / 2]^{0,7 \times b(F)}$$

M : allongement du bassin.

b (F) : paramètre d'expression de la pluviométrie = -0,44.

$$m = 1,02$$

D'où

$$Q_{p(T=10)} = 0,94 \times 1,02 = 0,96 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Calcul du temps de concentration :**

La durée du temps de concentration est égale au temps écoulé entre le début de l'averse et l'instant où le débit de ruissellement est maximal. Le temps de concentration t_c (en minutes) est donné par la formule suivante :

$$t_c = 0,423 \times L^{0,69} \times I^{-0,41} \times A^{0,184} \times Q_{p(T=10)}^{-0,354}$$

t_c en minutes.

L : longueur du cheminement hydraulique le plus long (en hectomètres).

I : pente moyenne (en m/m).

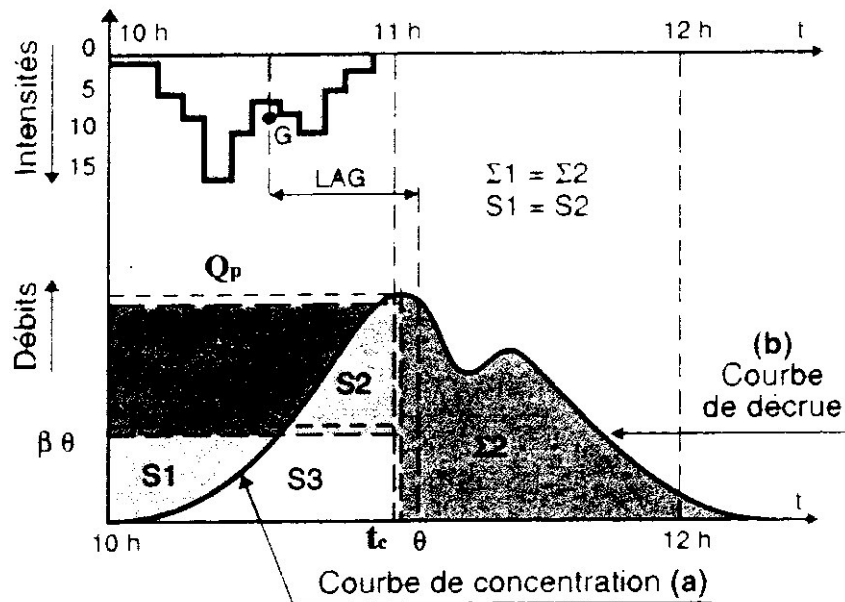
A : superficie de l'emprise de la carrière (en hectares).

$Q_{p(T=10)}$: débit de pointe correspondant à une période de retour de 10 ans, en m^3/s .

$$t_c = 0,423 \times 3,36^{0,69} \times 0,025^{-0,41} \times 3,2^{0,184} \times 0,96^{-0,354}$$

$$t_c = 5,57 \text{ minutes soit environ } 334 \text{ secondes}$$

- Calcul du volume minimal du bassin :



Dans le diagramme représentatif du modèle de Caquot,

$$\Sigma_1 = \Sigma_2 \text{ et } S_1 = S_2$$

Or,

$$Q_p \times t_c = \Sigma_1 + S_1 + S_3$$

D'où

$$Q_p \times t_c = \Sigma_2 + S_2 + S_3$$

En multipliant le débit de pointe correspondant à une période de retour de 10 ans ($Q_{p(T=10)}$) par le temps de concentration (t_c), on obtient donc la surface de l'hydrogramme du modèle de Caquot. Cette surface correspond au volume d'eau apporté par une pluie décennale en un point donné (P_c).

Connaissant le débit d'entrée dans le bassin d'orage ($Q_{p(T=10)}$) et le temps de concentration t_c , le volume minimal (en m^3) de ce bassin est donc égal à :

$$V = Q_{p(T=10)} \times t_c$$

$$V = 0,96 \times 334$$

$$V = 320 \text{ m}^3$$

Le bassin de collecte des eaux de ruissellement devra avoir un volume minimal de 320 m^3 . L'ancienne carrière constitue une excavation fermée de toutes parts avec pour seule ouverture la piste d'accès. Le carreau de la carrière a une cote inférieure à 373 m NGF sur plus de 650 m^2 . La piste d'accès s'élève à 373,9 m NGF, au niveau de la sortie ; soit au moins 0.9 m au-dessus de cette zone basse du carreau. Cette partie du carreau, fermée par la piste d'accès, permettrait de stocker plus de 650 m^3 , ce qui est largement suffisant pour éviter tout rejet d'eau à l'extérieur en cas de précipitation d'occurrence décennale, même en prenant un coefficient de sécurité de 50% (volume à stocker = 500 m^3). Le volume gagné permettra aussi d'assurer une décantation efficace. Les eaux récupérées pourront ensuite s'évaporer ou s'infiltrer dans le sous-sol. Une autre solution consiste aussi à recycler ces eaux de ruissellement. En effet, il s'agit d'une exploitation de marbre extrait en blocs. Ces blocs sont découpés par des fils diamantés et une haveuse qui nécessitent de l'eau pour leur refroidissement.

6.1.3.2 Cas où un seul sous-bassin versant homogène est drainé par la carrière :

- **Préambule :**

Une société est autorisée à exploiter une carrière de roches métamorphiques depuis une vingtaine d'années. L'actuel arrêté d'autorisation d'exploitation prendra fin dans quelques années. Cette entreprise de travaux publics dispose :

- de locaux sociaux (bureaux...),
- de garages et d'un atelier,
- d'une centrale d'enrobés,
- d'un site d'extraction.

Actuellement, faute d'un traitement préalable, les matériaux de la carrière sont extraits en faible quantité et utilisés sous forme brute comme remblais routiers. Les matériaux alimentant la centrale d'enrobé proviennent de carrières avoisinantes.

La société souhaite mettre en place une installation de traitement sur le site pour élaborer des matériaux de diverses granulométries. Ceci afin d'alimenter sa centrale d'enrobés et de fournir la totalité des matériaux utilisés sur ses chantiers routiers (couches de fondation...).

L'alimentation de l'installation de traitement nécessite une cadence d'exploitation plus importante au niveau de la carrière. C'est pourquoi la société sollicite également, outre un renouvellement de son autorisation actuelle, l'extension du périmètre d'exploitation.

Le bassin de rétention sera aménagé dans la partie sud de la carrière, au niveau de la plate-forme, afin de recueillir les eaux de ruissellement récoltées par l'exploitation.

Collectées par le bassin d'orage, les eaux de ruissellement pourront ensuite s'évaporer et s'infiltrer dans le sous sol. Une partie pourra aussi être utilisée par l'entreprise pour ses propres besoins (arrosage des pistes par exemple).

Le dimensionnement est établi à partir de plusieurs paramètres :

- le débit maximal des eaux de ruissellement récoltées par le bassin de rétention aménagé sur la plate-forme,
- les caractéristiques du bassin versant,
- la durée du temps de concentration qui est égale au temps écoulé entre le début de l'averse et l'instant où le débit de ruissellement est maximal.

Le bassin d'orage sera dimensionné de façon à stocker au minimum, un volume d'eau ruisselant sur la surface du bassin versant considéré, lors d'une pluie exceptionnelle (période de retour de 20 ans).

• **Calcul du débit maximal de ruissellement :**

L'autorisation d'exploitation est sollicitée pour une durée de 15 années. On prendra en compte dans les calculs, des événements météorologiques de période de retour de 20 ans (pluie exceptionnelle).

Le débit de pointe est défini de manière maximaliste, en considérant l'ensemble du site en fin d'exploitation avant remise en état (surface de collecte et capacité de ruissellement maximales).

Le bassin versant considéré peut être délimité en trois sous-bassins homogènes :

- Le versant boisé en amont de la carrière, à forte pente.
- Les fronts, à forte pente et peu perméables.
- Le carreau de la carrière, à faible pente et moyennement perméable.

Le tableau suivant, établi à partir du plan de la carrière à l'état final et d'investigations sur le terrain, nous donne les caractéristiques de ces bassins élémentaires :

	Versant boisé	Fronts (état final)	Carreau
Superficie (en ha)	0,75	1,80	1,50
Estimation du coefficient de ruissellement	0,30	0,80	0,50
Tronçons du plus long cheminement hydraulique (en m)	30	55	200
Pentes des Tronçons (en m/m)	0,45	0,53	0,07

- *La pente moyenne :*

L_j	I_j	$\sqrt{I_j}$	$L_j / \sqrt{I_j}$	I_{moy}
30	0,45	0,67	45	0,10
55	0,53	0,73	75	
200	0,07	0,26	769	
285			889	

La pente moyenne est égale à environ 0,1 m/m.

- *Le coefficient de ruissellement C :*

$$C_{\text{moy}} = 0,60$$

- *La surface du bassin versant :*

Elle correspond à la superficie du sous-bassin versant en amont et à l'emprise de la carrière. C'est à dire 4,05 hectares au total.

- *Application du modèle de CAQUOT :*

Pour le site étudié inclus dans la région II, la formule de CAQUOT nous donne le débit de pointe correspondant à une période de retour de 10 ans. Ce débit correspond au ruissellement des eaux, engendré par une pluie décennale, à l'intérieur du bassin versant :

$$Q_{p(T=10)} = 1,601 \times 0,1^{0,27} \times 0,60^{1,19} \times 4,05^{0,80}$$

$$Q_{p(T=10)} = 1,43 \text{ m}^3/\text{s}$$

- *Correction de l'allongement (M) du bassin :*

$$M = 2,85 / \sqrt{4,05}$$

$$M = 1,42$$

On applique un facteur correcteur (m) pour corriger le débit brut :

$$m = 1,14$$

D'où

$$Q_{p(T=10)} = 1,43 \times 1,14 = 1,63 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'autorisation d'exploitation est sollicitée pour une durée de 20 années. On affecte au résultat obtenu sur la base d'une période de retour de 10 ans, un coefficient $\alpha(T=20)$. On obtient alors le débit de pointe correspondant à une période de retour de 20 ans (pluie exceptionnelle) :

$$Q_{p(T=20)} = Q_{p(T=10)} \times \alpha_{(T=20)}$$

$$Q_{p(T=20)} = 1,63 \times 1,20$$

$$Q_{p(T=20)} = 1,96 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Calcul du temps de concentration :**

$$t_c = 0,423 \times 2,85^{0,69} \times 0,1^{-0,41} \times 4,05^{0,184} \times 1,96^{-0,354}$$

$$t_c = 2,28 \text{ minutes soit environ } 137 \text{ secondes}$$

- **Calcul du volume minimal du bassin :**

$$V = 1,96 \times 137$$

$$V = 268 \text{ m}^3$$

L'exploitation de la carrière se fait par tirs de mines. Aussi, l'implantation d'un bassin sur le carreau se fait nécessairement sur une plate-forme obtenue par minage. Le modelage de bassins par cette technique n'apporte pas de sujétions particulières.

Une fois le bassin modelé, un essai d'eau peut être conduit. Il définira la capacité de rétention d'eau. Une perte d'eau rapide conduira à étancher la forme à l'aide d'un voile de béton ou tout autre procédé efficace (géotextile).

D'après les calculs, le bassin de collecte des eaux de ruissellement devra avoir un volume minimal d'environ 268 m^3 . Si l'on supprime toute possibilité d'infiltration, comme souhaitée par l'hydrogéologue agréé (risque de contamination des eaux d'un captage d'eau potable par des M.E.S.), une capacité supplémentaire peut être proposée : + 50%, soit environ 400 m^3 au total.

La géométrie des lieux nous permet d'accroître les surfaces : on portera à 1 000 m³ le volume disponible. Le coefficient de sécurité ainsi augmenté, permettra d'éviter tout risque de débordement (en cas de pluie centennale par exemple) et d'assurer dans une moindre mesure une décantation satisfaisante des eaux.

6.1.3.3 Cas où plusieurs sous-bassins versants sont drainés par la carrière :

- **Préambule :**

L'extraction des matériaux sera menée selon plusieurs fronts superposés. Cette exploitation en fosse entraînera donc la création d'une dépression au sein du périmètre d'extraction. Les eaux de ruissellement du bassin versant considéré, seront collectées naturellement par gravité, au niveau du point bas de la carrière où sera aménagé le bassin d'orage.

Le dimensionnement est établi à partir de plusieurs paramètres :

- le débit maximal des eaux de ruissellement récoltées par le bassin de rétention,
- les caractéristiques du bassin versant,
- la durée du temps de concentration qui est égale au temps écoulé entre le début de l'averse et l'instant où le débit de ruissellement est maximal.

Le bassin d'orage sera dimensionné de façon à stocker au minimum, un volume d'eau ruisselant sur la surface du bassin versant considéré, lors d'une pluie exceptionnelle (période de retour de 10 ans).

- **Calcul des débits de ruissellement aux points caractéristiques des sous-bassins (Pc₁, Pc₂ et Pc₃) :**

L'autorisation d'exploitation est sollicitée pour une durée de 10 années. On prendra en compte dans les calculs, des événements météorologiques de période de retour de 10 ans (pluie exceptionnelle).

Le débit de pointe est défini de manière maximaliste, en considérant l'ensemble du site en fin d'exploitation avant remise en état (surface de collecte et capacité de ruissellement maximales).

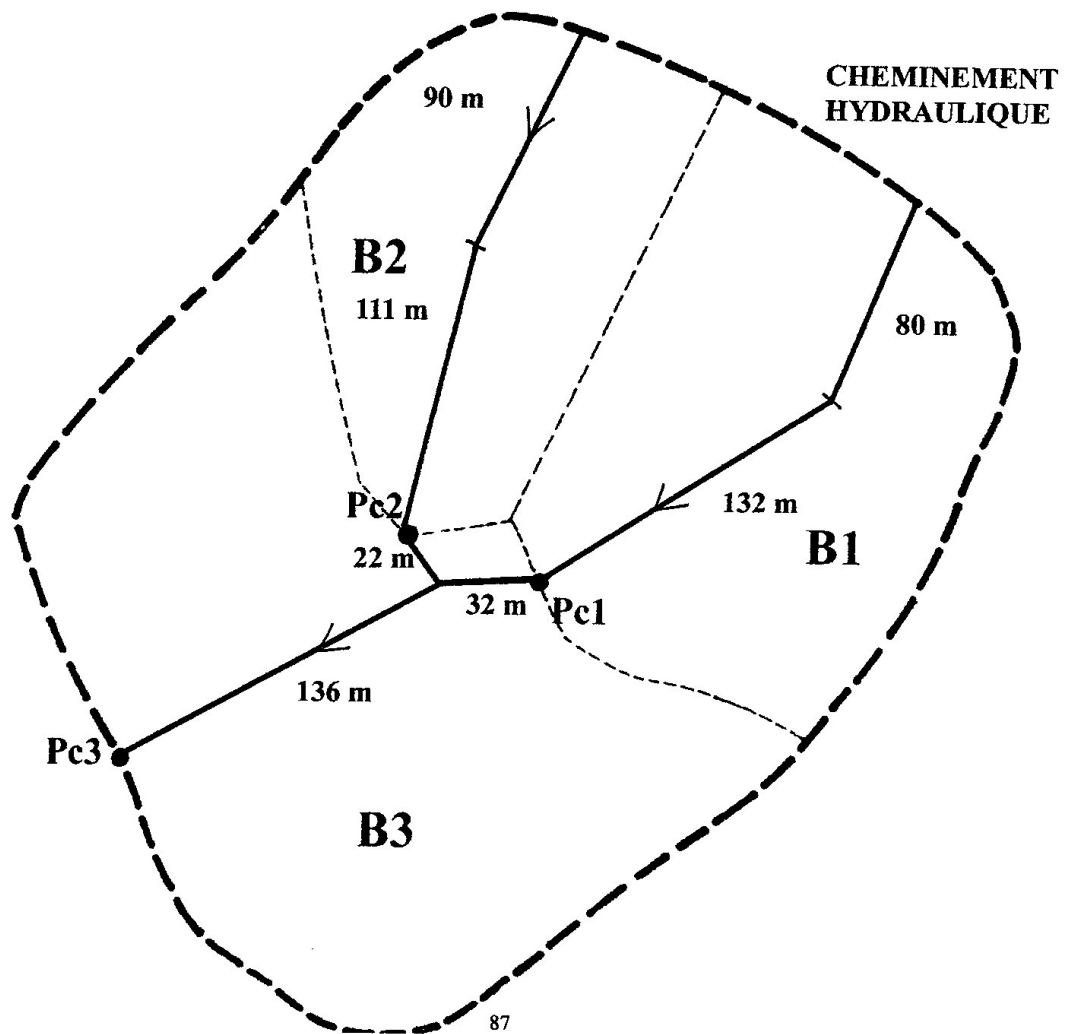
Le site étudié est inclus dans la région I.

Le bassin élémentaire peut être découpé en quatre sous-bassins homogènes :

- Le versant en amont de la carrière, faiblement boisé et à pente moyenne.
- Le versant en amont de la carrière, boisé et à faible pente.
- Les fronts de la carrière à fortes pentes.
- Le carreau de la carrière à faible pente.

Le tableau suivant, établi à partir du plan de la carrière à l'état final et d'investigations sur le terrain, nous donne les caractéristiques de ces bassins élémentaires :

	Versant à pente moyenne (B ₁)	Versant Boisé (B ₂)	Fronts (état final)	Carreau
Superficie (en ha)	3	2	2,5	3
Estimation du coefficient de ruissellement	0,40	0,20	0,70	0,60



- **Sous-bassin B₁ (versant à pente moyenne) :**

- *La pente moyenne de B₁ :*

L_i	I_i	√I_i	L_i / √I_i	I₁
80	0,15	0,39	205	0,12
132	0,11	0,33	400	
212			605	

La pente moyenne est égale à environ 0,12 m/m.

- *Résultats :*

	RESULTATS
Pente Moyenne I₁	0,12 m/m
Coefficient de ruissellement C₁	0,40
Surface A₁	3
Correction de l'allongement M₁	1,22
Facteur correcteur m₁	1,23
Débit de pointe Q_{1p(T=10)}	0,75 m ³ /s

- **Sous-bassin B₂ (versant boisé) :**

La démarche à suivre pour B₂ est la même que concernant B₁.

- *La pente moyenne de B₂ :*

L _j	I _j	√I _j	L _j / √I _j	I ₂
90	0,04	0,20	450	0,044
111	0,05	0,22	504	
201			954	

- *Résultats :*

	RESULTATS
Pente Moyenne I₂	0,044 m/m
Coefficient de ruissellement C₂	0,20
Surface A₂	2
Correction de l'allongement M₂	1,42
Facteur correcteur m₂	1,15
Débit de pointe Q_{2p(T=10)}	0,16 m ³ /s

- **Assemblage B₁ / B₂ :**

- *Surface :*

$$A_{1,2} = 5 \text{ ha}$$

- *Pente moyenne :*

$$I_{1,2} = [(0,12 \times 0,75) + (0,044 \times 0,16)] / [0,75 + 0,16]$$

$$I_{1,2} = 0,11 \text{ m/m}$$

- *Coefficient de ruissellement :*

$$C_{1,2} = [(0,40 \times 3) + (0,20 \times 2)] / [3 + 2]$$

$$C_{1,2} = 0,32$$

- *Application du modèle de CAQUOT :*

$$Q_{1,2p(T=10)} = 1,430 \times 0,11^{0,29} \times 0,32^{1,20} \times 5^{0,78}$$

$$Q_{1,2p(T=10)} = 0,67 \text{ m}^3/\text{s}$$

- *Correction de l'allongement (M_{1,2}) du sous-bassin :*

$$M_{1,2} = 2,12 / \sqrt{5}$$

$$M_{1,2} = 0,95$$

- *Facteur correcteur m :*

$$m_{1,2} = (0,95 / 2)^{0,7 \times -0,59}$$

$$m_{1,2} = 1,36$$

D'où,

$$Q_{1.2p(T=10)} = 0,67 \times 1,36$$

$$Q_{1.2p(T=10)} = 0,91 \text{ m}^3/\text{s}$$

On a donc bien,

$$Q_{1.2p(T=10)} = Q_{1p(T=10)} + Q_{2p(T=10)}$$

- **Sous-bassin B₃ (fronts + carreau) :**

- *La pente moyenne de B₃ :*

L _j	I _j	√I _j	L _j / √I _j	I ₃
32	0,42	0,65	49	0,027
136	0,02	0,14	971	
168			1020	

- *Résultats :*

	RESULTATS
Pente Moyenne I₃	0,027 m/m
Coefficient de ruissellement C₃	0,64
Surface A₃	5,5
Correction de l'allongement M₃	0,72
Facteur correcteur m₃	1,52
Débit de pointe Q_{3p(T=10)}	1,69 m ³ /s

• **Assemblage B_{1,2} + B₃ (fronts + carreau) :**

- *Surface :*

$$A = 5,5 + 3 + 2$$

$$A = 10,5 \text{ ha}$$

- *Pente moyenne :*

L_j	I_j	$\sqrt{I_j}$	$L_j / \sqrt{I_j}$	I_{moy}
212	0,110	0,330	642	0,050
168	0,027	0,160	1050	
380			1692	

- *Coefficient de ruissellement :*

$$C = [(0,32 \times 5) + (0,64 \times 5,5)] / [10,5]$$

$$C = 0,49$$

- *Application du modèle de CAQUOT :*

$$Q_{p(T=10)} = 1,430 \times 0,050^{0,29} \times 0,49^{1,20} \times 10,5^{0,78}$$

$$Q_{p(T=10)} = 1,59 \text{ m}^3/\text{s}$$

- *Correction de l'allongement (M) du sous-bassin :*

$$M = 3,80 / \sqrt{10,5}$$

$$M = 1,17$$

- *Facteur correcteur m :*

$$m = (1,17 / 2)^{0,7 \times -0,59}$$

$$m = 1,25$$

D'où

$$Q_{(T=10)} = 1,59 \times 1,25$$

$$Q_{(T=10)} = 1,99 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Remarque :**

On observe que $Q_{(T=10)} < Q_{1(T=10)} + Q_{2(T=10)} + Q_{3(T=10)}$. En effet, les débits des sous-bassins ne peuvent s'additionner à cause des pertes par infiltration et par évaporation le long du plus long cheminement hydraulique. Ainsi, On retrouvera seulement une fraction du ruissellement formé en Pc1 au niveau de Pc3.

- **Calcul du temps de concentration :**

$$t_c = 0,423 \times 3,80^{0,69} \times 0,050^{-0,41} \times 10,5^{0,184} \times 1,99^{-0,354}$$

$$t_c = 4,38 \text{ minutes soit environ } 263 \text{ secondes}$$

- **Calcul du volume minimal du bassin :**

$$V = Q_{p(T=10)} \times t_c$$

$$V = 1,99 \times 263$$

$$V = 523 \text{ m}^3$$

Le volume du bassin nécessaire est d'environ 600 m^3 si on intègre un coefficient de sécurité de 15%.

6.1.4 Le coefficient de sécurité :

Comme nous l'avons vu précédemment, il est recommandé d'affecter un coefficient de sécurité au volume minimal calculé.

En effet, il est possible de sous-dimensionner le bassin d'orage du fait de la sous-estimation du débit de ruissellement. Plusieurs cas sont possibles :

- Le coefficient de ruissellement qui est parfois difficile à déterminer peut être sous-évalué (pages 65 et 70). Or, ce paramètre de la formule superficielle tient une grande importance dans le résultat du débit de ruissellement. En prenant l'exemple de la page 71, on s'aperçoit qu'une sous-estimation de 10% de C_{moy} entraîne une différence non négligeable au niveau du résultat du débit ($0,84 \text{ m}^3/\text{s}$ au lieu de $0,94 \text{ m}^3/\text{s}$).
- La France métropolitaine a fait l'objet d'un découpage suivant trois grandes régions pluviométriques. On constate que cette délimitation tient compte du découpage administratif (peu judicieux). Qu'en est-il d'une carrière qui se trouve dans un département limitrophe d'une autre grande région ? Prenons l'exemple de la page 82. Si la carrière se trouve dans un département de la région II, limitrophe de la région III, le résultat du débit ne change pratiquement pas selon qu'on choisit les paramètres de la région II ou III (respectivement $1,43 \text{ m}^3/\text{s}$ et $1,42 \text{ m}^3/\text{s}$). Par contre, si la carrière se trouve dans un département de la région II, limitrophe de la région I, la différence est significative (respectivement $1,43 \text{ m}^3/\text{s}$ et $1,18 \text{ m}^3/\text{s}$). Ce qui démontre par exemple, que le débit de ruissellement d'un site situé dans un département de la région I, limitrophe de la région II, risque d'être sous-estimé.
- Le débit de ruissellement d'une carrière qui draine des sous-bassins versants ruraux risque d'être sous-estimé. En effet, le ruissellement engendré par les bassins ruraux peut être sous-estimé par la formule de CAQUOT (pages 70 et 71).
- Il est tout à fait envisageable, qu'une carrière protégée par un merlon ou un fossé reçoive quand même une petite quantité d'eau de ruissellement extérieure au site. Le débit de ruissellement risque une fois de plus d'être sous-estimé.

Toutes ces raisons font qu'il est préférable d'utiliser un coefficient de sécurité. Ce coefficient doit tenir compte des caractéristiques locales (milieu sensible...) et de la place disponible sur le site. Un coefficient de sécurité compris entre 10 et 20% suffit généralement.

6.2 Les bassins de décantation :

6.2.1 Généralités :

Les bassins de décantation correspondent souvent à d'anciennes zones d'extraction ou à des bassins aménagés dans ces zones (digues en stériles de carrière).

On peut classer les bassins de décantation selon trois grandes catégories suivant la nature des eaux qu'ils recueillent (page 33).

Différents types de bassins sont susceptibles d'être rencontrés dans les carrières :

- Les bassins non entretenus qui n'ont pas fait l'objet d'un dimensionnement, sont les plus fréquemment rencontrés lorsque la surface disponible est suffisamment importante. Deux cas peuvent se présenter :
 - L'exploitant creuse un bassin de très grande dimension qu'il laisse se remplir et se revégétaliser naturellement dans ses parties comblées par les boues. Ce bassin qui ressemble à un grand plan d'eau ne subit aucun curage : ses dimensions suffisent pour satisfaire une décantation pour une durée très longue. Par contre, lorsque le bassin commence à se combler et que la qualité de l'eau qui s'en échappe est mauvaise, il est nécessaire de creuser un nouveau bassin.
 - L'exploitant creuse une série de bassins qu'il laisse se combler au fur et à mesure de l'exploitation. Une fois que le bassin est comblé, il est réaménagé par exemple en zone humide ou cultivable. L'exploitant en creuse alors un nouveau en remplacement.
- Les bassins entretenus et non dimensionnés se rencontrent lorsque les surfaces libres ne sont pas importantes. Ces bassins souvent sous-dimensionnés devront être curés régulièrement. Ce qui demande du temps et une mobilisation de personnel et donc de l'argent. D'où l'intérêt supplémentaire de procéder à un dimensionnement précis des bassins. Si ce type de bassin n'est pas suffisamment curé, la décantation risque de ne pas être assurée.
- Les bassins dimensionnés et entretenus feront l'objet d'un développement approfondi. En effet, un dimensionnement précis qui s'accompagne d'un entretien régulier s'avère de plus en plus nécessaire si on considère le manque de place et la réglementation en vigueur. L'idéal consiste à rendre ces bassins étanches à condition de ne pas entraver l'hydrodynamisme de la nappe avoisinante.

6.2.2 Le dimensionnement des différents types de bassins de décantation :

Souvent, les exploitants ne dimensionnent pas leurs bassins et utilisent une surface importante pour les creuser. Lorsque les premiers bassins se combler, ils en creusent alors de nouveaux. Actuellement, il existe une pression de plus en plus forte de la part de la D.R.I.R.E. afin de faire respecter la réglementation en vigueur (article 18 de l'arrêté du 22 septembre

1994). De plus, il arrive fréquemment par manque de place, que les dimensions des bassins soient ajustées au minimum. Les études de dimensionnement s'imposent alors.

Une demande d'autorisation au titre des installations classées peut être aussi refusée, si le dimensionnement présent dans l'étude d'impact, n'a pas été correctement réalisé.

Suivant que les bassins de décantation recueillent les eaux pluviales, de procédé ou les deux à la fois, le calcul des débits d'entrée sera différent.

6.2.2.1 Le dimensionnement des bassins de décantation des eaux pluviales :

Ces bassins sont dimensionnés de façon à décanter au minimum, un volume d'eau ruisselant sur une surface déterminée, lors d'une pluie de période de retour F.

Le dimensionnement de ces bassins est établi à partir de plusieurs paramètres :

- le débit maximal des eaux de ruissellement récoltées par le bassin de décantation,
- les caractéristiques du bassin versant,
- les dimensions des plus fines particules à décanter.

On reprend la méthode de CAQUOT utilisée avec les bassins d'orage, afin de calculer le débit maximal de ruissellement.

La première étape consiste à déterminer une période de retour suivant le niveau de protection à atteindre (page 62). On dimensionne ces bassins pour toute la durée d'exploitation de la carrière. En effet, une fois que le site n'est plus exploité, le ruissellement engendré par les terrains remis en état (pentes talutées, revégétalisation...) sera bien moins important que celui engendré lors de l'activité de la carrière. De plus, les eaux de ruissellement de la carrière seront moins chargées en particules fines lorsque le site ne sera plus exploité et qu'il sera complètement réaménagé.

La deuxième étape comprend une reconnaissance du terrain (cartes IGN, plans topographiques, investigations sur le terrain...) grâce à laquelle on pourra notamment délimiter le secteur d'étude en sous-bassins homogènes (page 62).

Une fois ce découpage réalisé, il faut déterminer les différents paramètres de la formule superficielle qui donne le débit maximal de ruissellement en un point donné. A la différence des bassins d'orage, on calcule ensuite le temps de séjour. On obtiendra à la fin les dimensions minimales de l'ouvrage.

6.2.2.1.1 Calcul du débit maximal de ruissellement :

Le débit maximal de ruissellement est calculé de la même façon que pour les bassins d'orage (page 64).

6.2.2.1.2 Calcul du temps de séjour et détermination de la vitesse de sédimentation :

- **Calcul du temps de séjour :**

Le temps de séjour minimal nécessaire à la décantation d'une particule dans le bassin peut être calculé par la relation suivante :

$$T_s = \frac{\text{Distance effectivement parcourue par la particule (en m)}}{\text{Vitesse de décantation de cette particule (en m/s)}}$$

T_s en secondes.

Le temps de séjour doit être supérieur au temps mis par une particule pour décanter. Il est calculé à partir de la vitesse de sédimentation de la particule, de la hauteur d'eau dans le bassin et de l'angle de chute de la particule.

On détermine tout d'abord la profondeur du bassin de décantation en fonction des caractéristiques locales et de la fréquence de curage souhaitée. Elle doit être comprise entre 1 et 3 mètres. Au-delà, le temps de décantation devient trop important et conduit à augmenter les surfaces nécessaires. Une hauteur d'eau inférieure à 1 m entraîne rapidement une réduction de la section d'écoulement du fluide (dépôt des particules fines). Ce qui provoque une augmentation des vitesses d'écoulement et donc une diminution du phénomène de décantation.

Cependant, les particules ne décantent pas verticalement en raison de la vitesse d'écoulement horizontale de l'eau. On choisit généralement un angle de chute compris entre 30° et 60° (remarque page 99). Tout dépend du bassin de décantation. Ainsi, suivant l'évacuation des eaux du bassin (pompage, surverse, infiltration...), la vitesse d'écoulement des fluides sera plus ou moins importante : la vitesse des fluides est par exemple fortement réduite dans un bassin décanteur-stockeur (pas de rejet direct dans le milieu). En tenant compte de cet angle, la distance parcourue par la particule sera plus importante que la profondeur du bassin : si on considère par exemple une profondeur de bassin d'1,5 mètre et un angle de chute de 30° par rapport à la verticale, la distance effectivement parcourue par la particule sera égale à environ 1,70 mètre.

- **Détermination de la vitesse de sédimentation :**

En écoulement laminaire, on applique la formule de STOCKES pour calculer la vitesse de sédimentation :

$$V_s = [g \times (\rho_1 - \rho_2) \times d^2] / [18 \times \eta]$$

V_s en m/s.

ρ_1 : masse volumique de la particule (kg.m^{-3}).

ρ_2 : masse volumique du fluide (dans le cas de l'eau, 1000 kg.m^{-3}).

g : constante d'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m.s}^{-2}$).

d : diamètre de la particule (en m).

η : viscosité dynamique du fluide (en N.s.m^{-2}).

Un tableau donnant les valeurs de la vitesse de sédimentation en fonction du diamètre des particules à décanter est fourni en annexe 1.

La taille des particules dans les eaux de ruissellement dépend de la nature des terrains traversés et du type de gisement exploité. On peut la déterminer grâce à une analyse de granulométrie. Elle est difficile à estimer avec les eaux de ruissellement. En effet, la taille des fines varie souvent. Rappelons que les particules constituant le sol se répartissent suivant cinq classes (annexe 8).

On considère que la taille des plus petites particules à décanter est $80 \mu\text{m}$. Les particules de dimension inférieure décantent de façon aléatoire du fait de l'agitation thermique et éolienne de surface. Ce qui donne par exemple une vitesse de sédimentation égale à $5,1 \times 10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$ à 15°C (annexe 1).

En pratique, on conseille de ne pas descendre en dessous d'un temps de séjour égal à environ 20 minutes.

- **Remarque :**

L'idéal serait d'estimer la vitesse maximale d'écoulement de l'eau dans le bassin lors d'un orage. Connaissant un vecteur horizontal (vitesse d'écoulement) et un vecteur vertical (vitesse de sédimentation de la plus fine particule que l'on souhaite décarter), on pourrait déterminer l'angle de chute théorique de la particule (angle du vecteur qui est égal à la somme du vecteur horizontal et vertical). Malheureusement, cette vitesse d'écoulement est difficile à estimer. Cependant, la vitesse d'écoulement reste sans influence sur la décantation dans un bassin à parcours horizontal, tant qu'une certaine valeur limite de la vitesse n'est pas dépassée. Cette vitesse limite est en moyenne de 180 m/heure soit 0,05 m/s (SATIN SELMI, 1996). Avec une vitesse d'écoulement de 0,05 m/s et une vitesse de sédimentation égale à $5,1 \times 10^{-3}$ m/s, (particule de 80 μm , voir page 88), on obtient un angle de chute limite (par rapport à la verticale) de 84° . Cet angle de chute est exagéré : une vitesse d'écoulement de 0,05 m/s est rarement atteinte dans un bassin de décantation présent dans une carrière. De plus, la vitesse d'écoulement d'un bassin est fortement réduite du fait de l'augmentation de la section d'écoulement. Un angle de chute compris entre 30° et 60° semble un bon compromis. On considère que cet angle est défini de manière maximaliste lorsqu'il est égal à 60° .

6.2.2.1.3 Calcul des dimensions minimales du bassin :

En théorie, le temps de séjour « T_s » d'un décanteur idéal doit être égal à :

$$T_s = \frac{V}{Q}$$

T_s en secondes.

V : volume du décanteur (en m^3).

Q : débit à l'entrée du décanteur (en m^3/s).

Ce qui donne :

$$V = Q \times T_s$$

Connaissant le débit d'entrée maximal dans un bassin de décantation ($Q_{p(F)}$) et le temps de séjour T_s , le volume minimal de ce bassin sera égal à :

$$V = Q_{p(F)} \times T_s$$

V en m^3 .

$Q_{p(F)}$ en m^3/s .

T_s en secondes.

Une fois ce volume minimal calculé, on applique un coefficient de sécurité (page 121).

On détermine ensuite les dimensions du bassin à partir de la profondeur et du volume final.

Un certain nombre de précautions doivent être prises lors de la conception du bassin (page. 122).

6.2.2.1.4 Conclusion et autres méthodes :

Comme nous l'avons vu avec les bassins d'orage, la méthode superficielle est aussi très pratique pour calculer le débit maximal des eaux de ruissellement récoltées par le bassin de décantation.

Cependant, cette méthode a l'inconvénient de s'appliquer surtout aux surfaces urbaines (page 70). Ainsi, si la carrière draine un ou plusieurs sous-bassins versants ruraux, une autre solution peut consister à calculer le débit de ruissellement à partir de la méthode rationnelle. Une fois ce débit calculé, on détermine comme précédemment, le temps de séjour et les dimensions minimales du bassin.

- **La formule rationnelle :**

L'expression de la formule rationnelle est :

$$Q_p = K_1 \times C \times i \times A$$

Q_p : débit de pointe de l'hydrogramme en m^3/s .

K_1 : coefficient d'homogénéité se rapportant aux unités $K_1 = 1/360$.

C : coefficient de ruissellement dans la limite $0 < C < 1$.

i : intensité en mm/h.

A : superficie du bassin en hectares.

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont :

- l'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin,
- le débit de pointe Q_p (m^3/s) de l'hydrogramme de ruissellement est une fraction du débit précipité iA ,
- l'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i ,
- le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

La méthode rationnelle consiste en plusieurs étapes. Il faut tout d'abord déterminer l'aire d'impluvium. Comme avec la méthode superficielle, on tient compte du site à l'état final avant remise en état (capacité de ruissellement maximale) ainsi que des sous-bassins versants drainés par la carrière (dans le cas où elle n'est pas protégée des eaux extérieures). On procède ensuite à la délimitation des secteurs d'influence correspondants. La meilleure démarche consiste à tenir compte, dans ce découpage, de l'occupation des sols, de la nature du sol (pédologie), de la couverture végétale et des pentes.

Le coefficient de ruissellement C est à déterminer comme un facteur de contraction du débit. Aussi, dans l'application de la méthode rationnelle, C doit être évalué le plus justement possible. En effet, il englobe de nombreux paramètres : la perméabilité des sols, les pertes à l'averse, l'influence de la topographie et de l'urbanisation du bassin, etc.

L'intensité uniforme i de l'averse est à relier à l'occurrence occasionnelle des débits résultant d'averses de grande intensité. Cependant, il est impensable d'envisager un ouvrage dont les dimensions permettraient de s'affranchir totalement d'un risque par ailleurs aléatoire et en théorie infini. La valeur de l'intensité i peut être fournie par la Météorologie nationale. De même, $a(F)$ et $b(F)$ sont représentatifs d'une pluviométrie dite « homogène » dont les valeurs, en fonction de la région et de la période de retour choisie, permettent d'évaluer les intensités moyennes $i(t, F)$ de durée t et de fréquence de retour F par la formule de MONTANA :

$$i(t, F) = a(F).t^{b(F)}$$

$i(t, F)$ est en mm/min (ne pas oublier de convertir ensuite en mm/h), si t est exprimé en minutes, à condition toutefois que la durée t reste comprise dans certaines fourchettes de validité (de 6 mn à 120 mn et de 6 mn à 360 mn). Le tableau de l'annexe 9 nous donne les différentes valeurs de $a(F)$ et $b(F)$ en fonction des régions, de la période de retour et de l'intervalle des durées d'averses.

- **La formule de DARCY :**

La formule de DARCY suivante permet aussi de dimensionner un bassin de décantation :

$$S > [Q_e - Q_s] / [V_s \times \log (Q_e / Q_s)]$$

S : superficie du bassin de décantation (m²).

Q_e : débit d'entrée en m³/s (débit maximal de ruissellement).

Q_s : débit de vidange ou de sortie du bassin (m³/s).

V_s : vitesse de sédimentation des particules les plus fines que l'on souhaite décanter (m/s).

Dans le cas d'un bassin sans exutoire, (Q_s = 0), la formule devient :

$$S > Q_e / V_s$$

Il faut donc déterminer la nature du bassin : décanteur ou décanteur-stockeur, c'est à dire avec ou sans rejet.

Le débit d'entrée est calculé à l'aide de la méthode de CAQUOT ou rationnelle.

Le débit de sortie est déterminé selon que la vidange se fait par infiltration, par surverse ou par pompage. (pages 45 à 53).

La vitesse de sédimentation est choisie en fonction de la taille des particules les plus fines que l'on souhaite décanter. On s'aide pour cela du tableau de l'annexe 1.

Cette méthode ne sera pas privilégiée par rapport à celle où on calcule un temps de séjour. En effet, la relation de DARCY demande de connaître le débit de sortie du bassin. Ce qui est parfois difficile à déterminer dans le cas où les pertes se font par infiltration.

6.2.2.2 Le dimensionnement des bassins de décantation des eaux de procédé :

6.2.2.2.1 Les bassins non entretenus et réaménagés :

Ces bassins ne font pas l'objet d'un dimensionnement. Cependant, il est parfois utile d'ajuster les dimensions afin d'utiliser un minimum de place.

- **Première méthode : calcul à partir du volume du gisement et du taux de particules.**

L'exploitant creusera une série de bassins qu'il laissera se combler. Une fois que le bassin de décantation sera comblé, il en creusera un nouveau en remplacement. Et ainsi de suite jusqu'à la fin de l'exploitation. Ces bassins comblés seront réaménagés en zones humides ou cultivables.

La production moyenne est de 236 000 m³/an. En fin d'autorisation (5 ans), le volume de matériaux traités sera de 1 180 000 m³. La proportion de fines dans le tout-venant est estimée à 3 %. Tandis que la densité du gisement à traiter est de 1,8 et la densité apparente humide des fines de 1,4.

- La quantité de gisement à nettoyer est égale à :

$$1\,180\,000 \times 1,8 = 2\,124\,000 \text{ tonnes.}$$

- La quantité de fines récoltées est :

$$2\,124\,000 \times 3\% = 63\,720 \text{ tonnes.}$$

- Le volume des fines récoltées est :

$$63\,720 / 1,4 = 45\,514 \text{ m}^3.$$

- Hauteur prévue des bassins de décantation : 3 mètres.

- Surface totale des bassins :

$$45\,514 / 3 = 15\,171 \text{ m}^2.$$

- Nombre de bassin de décantation prévu : 3.

- Surface de chaque bassin :

$$15\,171 / 3 = 5\,057 \text{ m}^2 \simeq 5\,000 \text{ m}^2.$$

Au fur et à mesure de l'exploitation, l'exploitant creusera donc une série de trois bassins d'une surface unitaire d'environ 5 000 m².

- **Seconde méthode : calcul à partir du débit pompé dans le bassin d'eau claire et de la charge des fines.**

Ce calcul est réalisé à partir de l'exemple précédent.

Le débit pompé dans le bassin d'eau claire est d'environ 380 m³/h.

Compte tenu de l'humidité résiduelle des matériaux traités et des éventuelles pertes tout au long de la chaîne de traitement, le débit sortant des eaux de lavage est de l'ordre de 320 m³/h (16 % de pertes).

La charge de fines dans les eaux de lavage a été analysée : elle est de 22 g/l soit 22 x 10⁻³ g/m³.

Par conséquent, si on considère 8 heures de fonctionnement par jour et une densité apparente humide des fines égale à 1,4 ; le volume de fines produit par jour est :

$$[320 \times 8 \times (22 \times 10^{-3})] / 1,4 = 40,23 \text{ m}^3/\text{jour} \simeq 40 \text{ m}^3/\text{jour}.$$

On considère que l'exploitation fonctionne 220 jours/an. L'échéance de la durée de la demande d'autorisation est dans 5 ans. Le volume de fines en fin d'exploitation atteindra donc :

$$40 \times 220 \times 5 = 44\,253 \text{ m}^3.$$

La profondeur des trois bassins prévus sera de 3 mètres.

La surface de chaque bassin sera donc :

$$44\,253 / (3 \times 2) = 4\,917 \text{ m}^2 \simeq 5\,000 \text{ m}^2.$$

Ce résultat est conforme avec celui de la première méthode.

- **Conclusion :**

Ce type de dimensionnement concerne seulement les bassins non curés, recevant les eaux de procédé et qui seront réaménagés. Ce cas se présente lorsque la superficie disponible est suffisamment importante. Une fois qu'un tel bassin est comblé, il est réaménagé soit en zone humide, soit en zone cultivable ou autre. L'exploitant en creuse alors un nouveau en remplacement.

Ces deux méthodes peuvent être utilisées afin de déterminer la fréquence de curage des bassins entretenus : à partir du volume de fines calculé, on estime le temps nécessaire au comblement du bassin. Pour assurer une décantation optimale, le curage du bassin sera réalisé avant que la moitié du volume du bassin soit comblé.

6.2.2.2.2 Dimensionnement de bassins entretenus :

Ces bassins sont dimensionnés afin de décanter les eaux de procédé qui sont recyclées vers l'installation de traitement des matériaux.

Le dimensionnement de ces bassins est établi à partir de plusieurs paramètres :

- le débit maximal des eaux de procédé récoltées par le bassin de décantation,
- les dimensions des plus fines particules à décanter.

- **détermination du débit maximal à la sortie de l'installation de traitement :**

Ce débit est déterminé selon les besoins des différents appareils de la chaîne de traitement et/ou par la puissance des pompes qui prélèvent l'eau dans le bassin d'eau claire ou directement dans le bassin de décantation. Cependant, il faut tenir compte de l'humidité résiduelle des matériaux traités et des éventuelles pertes tout au long de la chaîne de traitement.

- **Calcul du temps de séjour et détermination de la vitesse de sédimentation :**

La marche à suivre est la même que celle concernant les bassins de décantation recevant les eaux pluviales (pages 97 et 98). On note quelques remarques.

On choisit généralement un angle de chute compris entre 30° et 60°. Tout dépend du bassin de décantation. Ainsi, suivant les débits pompés dans le bassin et les débits à la sortie de l'installation de traitement, la vitesse d'écoulement des fluides sera plus ou moins importante.

La taille des particules dans les eaux de procédé dépend du type de gisement exploité. Cependant, on considère que la taille des plus petites particules à décanter est 80 µm. En effet, Les particules de dimension inférieure décantent de façon aléatoire du fait de l'agitation thermique et éolienne de surface.

- **Calcul des dimensions minimales du bassin :**

Les dimensions minimales de ce type de bassin sont calculées de la même manière que celles des bassins de décantation des eaux pluviales (page 99).

Connaissant le débit d'entrée maximal dans le bassin de décantation (débit à la sortie de l'installation de traitement) et le temps de séjour T_s , le volume minimal de ce bassin sera égal à :

$$V = Q \times T_s$$

V en m^3 .

Q en m^3/s .

T_s en secondes.

On applique ensuite un coefficient de sécurité (page 121).

On détermine les dimensions du bassin à partir de la profondeur et du volume calculé.

Les précautions à prendre lors de la conception du bassin sont détaillées dans le paragraphe 6.2.5.

6.2.2.3 Le dimensionnement des bassins de décantation recevant les eaux pluviales et de procédé :

Dans certaines carrières, il existe qu'un seul bassin servant à récolter à la fois les eaux pluviales et les eaux de procédé.

Le dimensionnement de ces bassins est établi à partir de plusieurs paramètres :

- le débit des eaux de ruissellement et des eaux de procédé récoltées par le bassin de décantation,
- les caractéristiques du bassin versant,
- les dimensions des plus fines particules à décanter.

- **Calcul des débits :**

- *débit maximal de ruissellement :*

On reprend la méthode superficielle utilisée avec les bassins d'orage (page 64).

- *débit des eaux de procédé :*

La marche à suivre est la même que celle concernant les bassins de décantation des eaux de procédé (page 105).

On additionne ensuite ces deux débits. On obtient Q_{Total} .

- **Calcul du temps de séjour :**

On reprend la partie développée avec les bassins de décantation recevant les eaux ruissellement (page 97).

- **Calcul des dimensions minimales du bassin :**

Connaissant le débit d'entrée maximal dans le bassin de décantation (Q_{Total}) et le temps de séjour T_s , le volume minimal de ce bassin sera égal à :

$$V = Q_{\text{Total}} \times T_s$$

V en m^3 .

Q_{Total} en m^3/s .

T_s en secondes.

6.2.3 Exemples de dimensionnement de bassins de décantation :

La première étude est fournie à quelques détails près telle qu'elle a été réalisée pendant ce stage (certains détails ont été retirés ou changés par soucis de confidentialité). Son objectif est de servir d'exemple et de modèle aux collaborateurs du bureau d'études E.N.C.E.M. L'étude suivante a été résumée et simplifiée afin de rester concis. La réalisation d'études de dimensionnement peut se faire à partir des deux exemples suivants. Cependant, il est nécessaire de se référer aux différentes parties théoriques développées précédemment. La mise au point de calculateurs Excel facilitera les calculs de dimensionnement (annexe 7).

6.2.3.1 Cas d'un bassin de décantation des eaux de ruissellement protégé des eaux extérieures :

- **Préambule :**

Le bassin de décantation permettra d'assurer une protection des eaux, conformément à l'arrêté ministériel du 22 septembre 1994, relatif aux exploitations de carrières et aux installations de premier traitement. Cet arrêté, stipule en son article 18-2.2, que les eaux rejetées dans le milieu naturel doivent avoir une concentration en M.E.S.T. (Matières En Suspension Totale) inférieure à 35 mg/l.

Ce bassin recueillera les eaux météoriques, qui en ruisselant sur l'exploitation, peuvent se charger en fines particules.

Un merlon périphérique permettra de détourner les eaux en provenance de l'extérieur du site.

Le dimensionnement d'un bassin de décantation est établi à partir de plusieurs paramètres :

- Le débit maximal des eaux de ruissellement récoltées par le bassin,
- les caractéristiques du bassin versant,
- les dimensions des plus fines particules à décanter.

- **Calcul du débit maximal de ruissellement :**

Le modèle de CAQUOT (ou méthode superficielle) permet de calculer le débit de pointe en un point caractéristique (Pc) en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement. La valeur du débit de pointe, obtenue par la formule ci-dessous, nous servira ensuite à déterminer les dimensions hydrauliques du bassin de décantation.

$$Q_{p(F)} = K \times I^{\alpha} \times C^{\beta} \times A^{\gamma}$$

$Q_{p(F)}$ en m³/s.

I : pente moyenne (en m/m),

C : coefficient de ruissellement,

A : surface du bassin versant (en hectares),

K, α , β , γ : paramètres suivant la période de retour et la zone géographique considérée.

L'autorisation d'exploitation est sollicitée pour une durée de 30 années. On prendra donc en compte dans les calculs, des événements météorologiques de période de retour de 50 ans (pluie exceptionnelle).

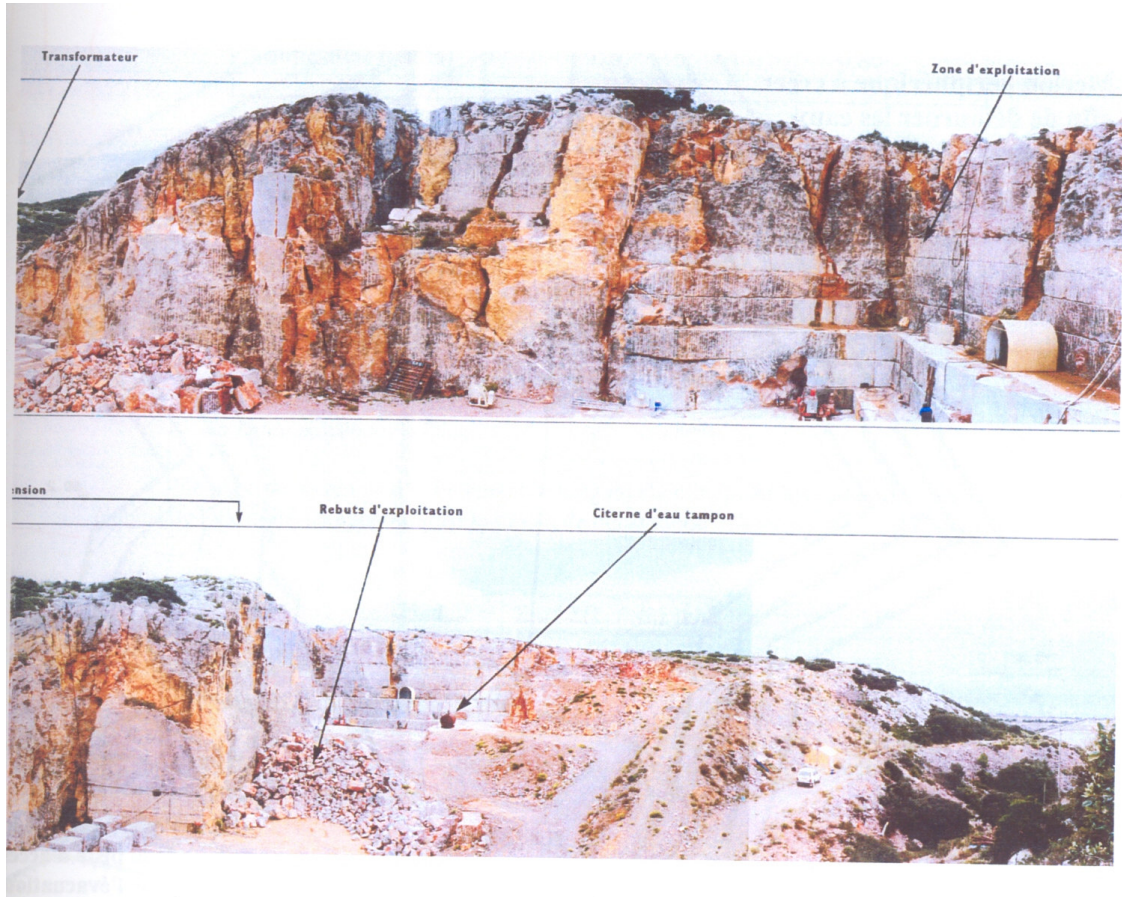
Le débit de pointe est défini de manière maximaliste en considérant le site en fin d'exploitation et pas encore remis en état (capacité de ruissellement maximale).

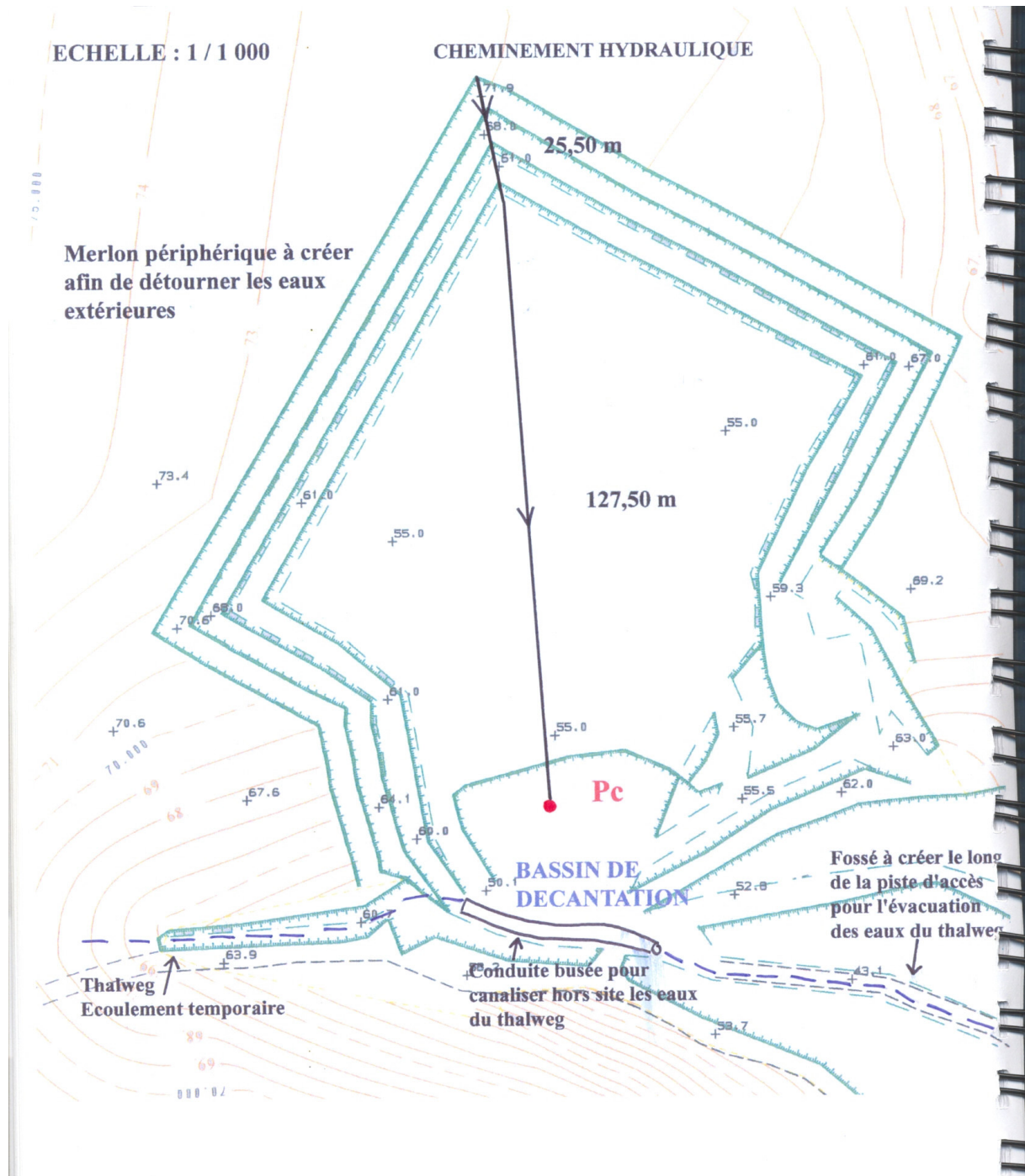
Le bassin versant correspondant à l'exploitation peut être divisé en deux sous-bassins homogènes :

- le carreau de la carrière constitué d'une dalle lisse à faible pente,



- les fronts perméables à fortes pentes.





Le tableau suivant, établi à partir du plan de la carrière à l'état final et d'investigations sur le terrain, nous donne les caractéristiques de ces sous-bassins :

	Carreau	Fronts (état final)
Superficie (en ha)	1,10	0,80
Estimation du coefficient de ruissellement	0,70	0,30
Tronçons du plus long cheminement hydraulique (en m)	127,50	25,50
Pentes des tronçons (en m/m)	0,04	0,67

- *La pente moyenne :*

Elle exprime le temps d'écoulement le long du cheminement hydraulique (L) le plus éloigné de l'exutoire ici constitué par le bassin de décantation.

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

I_{moy} en m/m.

Le plus long cheminement hydraulique L (en m) est constitué de tronçons successifs L_j (en m) de pentes I_j (en m/m).

L_j	I_j	$\sqrt{I_j}$	$L_j / \sqrt{I_j}$	I_{moy}
25,50	0,67	0,82	31,10	0,052
127,50	0,04	0,20	637,50	
153			668,60	

La pente moyenne est égale à environ 0,052 m/m.

- *Le coefficient de ruissellement C :*

Le calcul du coefficient de ruissellement moyen, s'effectue à partir des coefficients de ruissellement C_i des zones homogènes de surface A_i :

$$C_{\text{moy}} = [\Sigma(C_i \times A_i) / \Sigma A_i]$$

$$C_{\text{moy}} = [(1,10 \times 0,70) + (0,80 \times 0,30)] / [1,9]$$

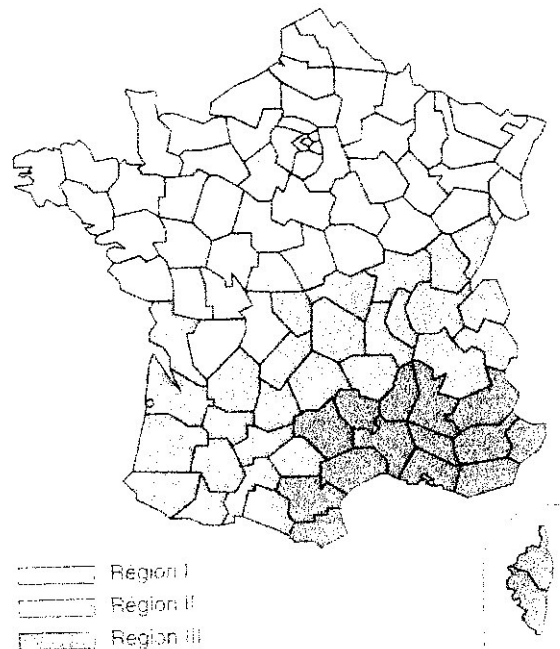
$$C_{\text{moy}} = 0,53$$

- *La surface de l'emprise de la carrière :*

Elle correspond à 1,9 ha.

- *Application du modèle de Caquot :*

La FRANCE métropolitaine a fait l'objet d'un découpage suivant 3 régions pluviométriques homogènes. Ces régions I, II et III, sont raccordées à une évaluation statistique de paramètres, représentatifs de la pluie pour différentes périodes de retour : « Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations. Circulaire n° 77.284 – 1977. »



Pour le site étudié inclus dans la région III, la formule de CAQUOT nous donne le débit de pointe pour une période de retour de 10 ans. Ce débit correspond au ruissellement des eaux, engendré par une pluie décennale, à l'intérieur du bassin versant :

$$Q_{p(T=10)} = 1,296 \times 0,052^{0,21} \times 0,53^{1,14} \times 1,9^{0,83}$$

$$Q_{p(T=10)} = 0,57 \text{ m}^3/\text{s}$$

- *Correction de l'allongement (M) du bassin :*

Le modèle de CAQUOT a introduit un allongement moyen défini par :

$$M = L / \sqrt{A} = 2$$

L : longueur du cheminement hydraulique le plus long (en hectomètres).

A : surface du bassin considéré (en hectares).

Le facteur de forme du bassin est très important : si le résultat du calcul de M est différent de la valeur 2 de base, le débit résultant de l'application de la formule superficielle doit être corrigé.

Dans le cas présent :

$$M = 1,53 / \sqrt{1,9}$$

$$M = 1,11$$

Il convient donc d'appliquer un facteur correcteur (m) pour corriger le débit brut :

$$m = [M / 2]^{0,7 \times b(F)}$$

M : allongement du bassin.

b (F) : paramètre d'expression de la pluviométrie = - 0,44.

$$m = 1,20$$

D'où

$$Q_{p(T=10)} = 0,57 \times 1,20 = 0,68 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'autorisation d'exploitation est sollicitée pour une durée de 30 années. On affecte au résultat obtenu sur la base d'une période de retour de 10 ans, un coefficient $\alpha(T=50)$. On obtient alors le débit de pointe correspondant à une période de retour de 50 ans (pluie exceptionnelle) :

$$Q_{p(T=50)} = Q_{p(T=10)} \times \alpha_{(T=50)}$$

$$Q_{p(T=50)} = 0,68 \times 1,5$$

$$Q_{p(T=50)} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Calcul du temps de séjour :**

Le temps de séjour minimal nécessaire à la décantation d'une particule dans le bassin est donné par :

$$T_s = \frac{\text{Distance effectivement parcourue par la particule (en m)}}{\text{Vitesse de décantation de cette particule (en m/s)}}$$

T_s en secondes.

Le temps de séjour doit être supérieur au temps mis pour une particule à décanter. Il est calculé à partir de la vitesse de sédimentation de la particule, appliqué à la hauteur d'eau dans le bassin.

En écoulement laminaire, on applique la formule de STOCKES pour calculer la vitesse de sédimentation :

$$V_s = [g \times (\rho_1 - \rho_2) \times d^2] / [18 \times \eta]$$

V_s en m/s.

ρ_1 : masse volumique de la particule (kg.m^{-3}).

ρ_2 : masse volumique du fluide (dans le cas de l'eau, 1000 kg.m^{-3}).

g : constante d'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m.s}^{-2}$).

d : diamètre de la particule (en m).

η : viscosité dynamique du fluide (en N.s.m^{-2}).

On considère que la taille de la plus petite particule à décanter est $80 \mu\text{m}$. En effet, les particules de dimension inférieure décantent de façon aléatoire du fait de l'agitation thermique et éolienne de surface. Ce qui donne une vitesse de sédimentation égale à $5,1 \times 10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$ à 15°C .

Les particules ne décantent pas verticalement en raison de la vitesse d'écoulement horizontale de l'eau : en considérant une profondeur de bassin de 3 mètres et un angle de chute de 60° par rapport à la verticale, on obtient un temps de séjour égal à 1176 secondes soit environ 20 minutes.

$$T_s = [(3 / \cos 60^\circ) / (5,1 \times 10^{-3})]$$

$$T_s = 1176 \text{ secondes}$$

- **Calcul des dimensions minimales du bassin :**

Connaissant le débit d'entrée maximal ($Q_{p(T=50)}$) dans le bassin et le temps de séjour T_s , le volume minimal du bassin de décantation sera égal à :

$$V = T_s \times Q_{p(T=50)}$$

V en m^3 .

T_s en secondes.

$Q_{p(T=50)}$ en m^3/s .

$$V = 1176 \times 1$$

$$V = 1176 \text{ m}^3$$

En raison de la diminution de la tranche d'eau au fur et à mesure du remplissage du bassin, ainsi que des remous susceptibles d'être engendrés par la chute de l'eau dans le bassin, on retiendra $1\,350 \text{ m}^3$ (environ +15%). Soit une surface de 450 m^2 pour une profondeur de 3 mètres.

Les mesures préconisées sont les mêmes que celles de la page 122 (curage, orientation...).

Les dimensions du bassin de décantation seront par exemple :

- Longueur : 30 m,
- Largeur : 15 m,
- Profondeur : 3 m.

- **Remarques :**

Si la carrière draine un ou plusieurs sous-bassins versants, le débit de ruissellement sera calculé de la même manière que celui des bassins d'orage (voir les deux exemples pages 82 et 86).

6.2.3.2 Cas d'un bassin de décantation des eaux de procédé :

- **Préambule :**

Le bassin de décantation permettra d'assurer une protection des eaux, conformément à l'arrêté ministériel du 22 septembre 1994, relatif aux exploitations de carrières et aux installations de premier traitement. Cet arrêté, stipule en son article 18-2.1, que les rejets des eaux de procédé des installations de traitement des matériaux à l'extérieur du site autorisé sont interdits. De plus, ces eaux doivent être intégralement recyclées et le circuit de recyclage doit être conçu pour éviter toute forme de pollution accidentelle.

Ce bassin recueillera les eaux de procédé qui seront recyclées vers l'installation de traitement des matériaux.

Le dimensionnement d'un bassin de décantation est établi à partir de plusieurs paramètres :

- le débit maximal des eaux de procédé récoltées par le bassin,
- les dimensions des plus fines particules à décanter.

- **Calcul du débit maximal :**

Le débit pompé dans le bassin d'eau claire est de 900 m³/h. Compte tenu de l'humidité résiduelle des matériaux traités et des éventuelles pertes tout au long de la chaîne de traitement, le débit sortant des eaux de procédé est de l'ordre de 756 m³/h soit 0,21 m³/s (16 % de pertes).

- **Calcul du temps de séjour :**

On considère que la taille de la plus petite particule à décanter est de 80 µm. En effet, les particules de dimension inférieure décantent de façon aléatoire du fait de l'agitation thermique et éolienne de surface. Ce qui donne une vitesse de sédimentation égale à 5,1 x 10⁻³ m.s⁻¹ à 15 °C.

Les particules ne décantent pas verticalement en raison de la vitesse d'écoulement horizontale de l'eau : en considérant une profondeur de bassin de 3 mètres et un angle de chute de 60° par rapport à la verticale, on obtient un temps de séjour égal à 1176 secondes soit environ 20 minutes.

$$T_s = [(3 / \cos 60^\circ) / (5,1 \times 10^{-3})]$$

$$T_s = 1176 \text{ secondes}$$

- **Calcul des dimensions minimales du bassin :**

Connaissant le débit d'entrée des eaux de procédé (Q) dans le bassin et le temps de séjour T_s , le volume minimal du bassin de décantation sera égal à :

$$V = T_s \times Q$$

V en m^3 .

T_s en secondes.

Q en m^3/s .

$$V = 1176 \times 0,21$$

$$V = 247 \text{ m}^3$$

En raison de la diminution de la tranche d'eau au fur et à mesure du remplissage du bassin, ainsi que des remous susceptibles d'être engendrés par la chute de l'eau dans le bassin, on retiendra 300 m^3 (+ 20 %). Soit une surface de 100 m^2 pour une profondeur de 3 mètres.

Les dimensions du bassin de décantation seront par exemple :

- Longueur : 14 m,
- Largeur : 7 m,
- Profondeur : 3 m.

6.2.4 Le coefficient de sécurité :

6.2.4.1 Les bassins de décantation des eaux pluviales :

Ce type de bassin risque d'être sous-dimensionné à cause d'une possible sous-estimation du débit de ruissellement. Les raisons sont les mêmes que celles invoquées avec les bassins d'orage (page 94).

Un autre facteur tient une grande importance : il s'agit de l'angle de chute de la particule qui est difficile à estimer (page 99). Prenons l'exemple de la page 108. Si on choisit un angle de chute de 30° , on obtient un T_s de 679 secondes et un volume d'environ 700 m^3 . Un angle de chute de 80° , donne un T_s égal à 3 387 secondes et un volume égal à $3\,400 \text{ m}^3$. Soit une différence d'un facteur 5 ! Choisir un angle de chute de 80° semble exagéré si on tient compte de la faible vitesse d'écoulement dans les bassins en raison de l'augmentation de la section d'écoulement. Il est raisonnable de choisir un angle de chute compris entre 30° et 60° . On considère que l'angle de chute est défini de manière maximaliste lorsqu'il est égal à 60° . Le coefficient de sécurité tiendra compte de l'estimation de cet angle de chute.

Un coefficient de sécurité compris entre 10 et 20% suffit généralement.

6.2.4.2 Les bassins de décantation des eaux de procédé :

Une fois encore, l'angle de chute influence le résultat final. Prenons l'exemple de la page 119. Avec un angle de chute de 30° , on obtient un T_s de 679 secondes et un volume d'environ 143 m^3 . Un angle de chute de 80° donne les résultats suivants : $T_s = 3\,387$ secondes et $V = 711 \text{ m}^3$. Soit une nouvelle fois, une différence d'un facteur 5 ! De la même manière, on choisira un angle de chute de la particule compris entre 30° et 60° et un coefficient de sécurité de l'ordre de 10 à 20%.

6.2.5 Conception des bassins de décantation :

6.2.5.1 Les précautions à prendre :

Afin d'optimiser la décantation et d'éviter une augmentation de la vitesse d'écoulement, les bassins ne doivent pas être trop étroits (fig. 43). La longueur admise est comprise entre deux à trois fois la largeur.



Fig. 43 : Un bassin étroit entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement.

Pour éviter une réduction du temps de séjour, la plus grande dimension du bassin ne sera pas orientée perpendiculairement à la direction d'écoulement du fluide (fig. 44).

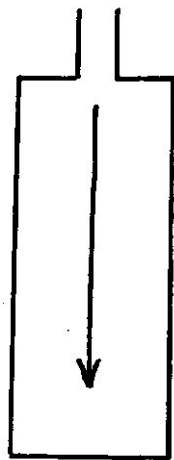


Fig. 44 : La plus grande dimension du bassin doit être orientée parallèlement à la direction d'écoulement du fluide.

La profondeur du bassin de décantation doit être comprise entre 1 et 3 mètres. Au-delà, le temps de décantation devient trop important et conduit à augmenter les surfaces nécessaires. Une hauteur d'eau inférieure à 1 mètre entraîne rapidement une réduction de la section d'écoulement (dépôt des particules fines). Ce qui provoque une augmentation des vitesses d'écoulement et donc une diminution du phénomène de décantation. De plus, une faible profondeur augmente la fréquence de curage.

L'idéal est d'équiper les bassins d'une zone de stabilisation avec un surcreusement (annexe 2).

Le bassin sera curé régulièrement afin d'optimiser son fonctionnement. L'absence d'entretien entraîne l'augmentation du volume des fines qui provoque une diminution du volume de transit des fluides. D'où une augmentation de leur vitesse de circulation et la reprise des fines. Notons que la fréquence de curage d'un bassin de décantation des eaux de procédé est plus importante en raison de la présence de nombreuses particules fines.

La conception du bassin doit être telle qu'aucune zone ne présente de remous ou de rétrécissement.

Il est intéressant, lorsque c'est possible, de prévoir deux ou plusieurs compartiments dans le bassin afin de l'entretenir facilement.

Enfin, plusieurs petits bassins de décantation peuvent être mis en série ou en cascade afin d'améliorer leur efficacité.

6.2.5.2 Les bassins de décantation des eaux de procédé :

Le recyclage des eaux décantées vers l'installation de traitement étant obligatoire, l'idéal consiste à rendre ces bassins étanches par bétonnage, épandage de matière imperméable (argiles) ou par tout autre procédé (géotextile). On limite ainsi les pertes en eau par infiltration. Cependant, il est primordial de ne pas entraver l'hydrodynamisme de la nappe avoisinante. Lorsque le bassin est bétonné, son entretien est en outre facilité.

6.2.5.3 Les bassins de décantation des eaux pluviales :

On peut scinder le bassin de décantation en deux bassins. La fermeture d'une vanne permet le curage d'un bassin tandis que l'autre bassin continue d'assurer son rôle. L'autre avantage est de pouvoir placer plus facilement deux petits bassins qu'un seul grand suivant la géométrie des lieux.

Une solution (fig. 45) peut être apportée lorsque les rejets dépassent les normes (quand [M.E.S.] > 35 mg/l). L'eau passe par surverse au niveau des macrophytes. Les particules fines résiduelles sont piégées par la végétation. Il faut calculer le volume (1) de sorte qu'un mince filet d'eau passe par surverse. Lors d'un gros orage, il faut prévoir un bassin en dérivation (2) à l'aide d'un système de vannes. Sinon, un trop gros volume d'eau chargé de M.E.S. risque de passer par-dessus les végétaux.

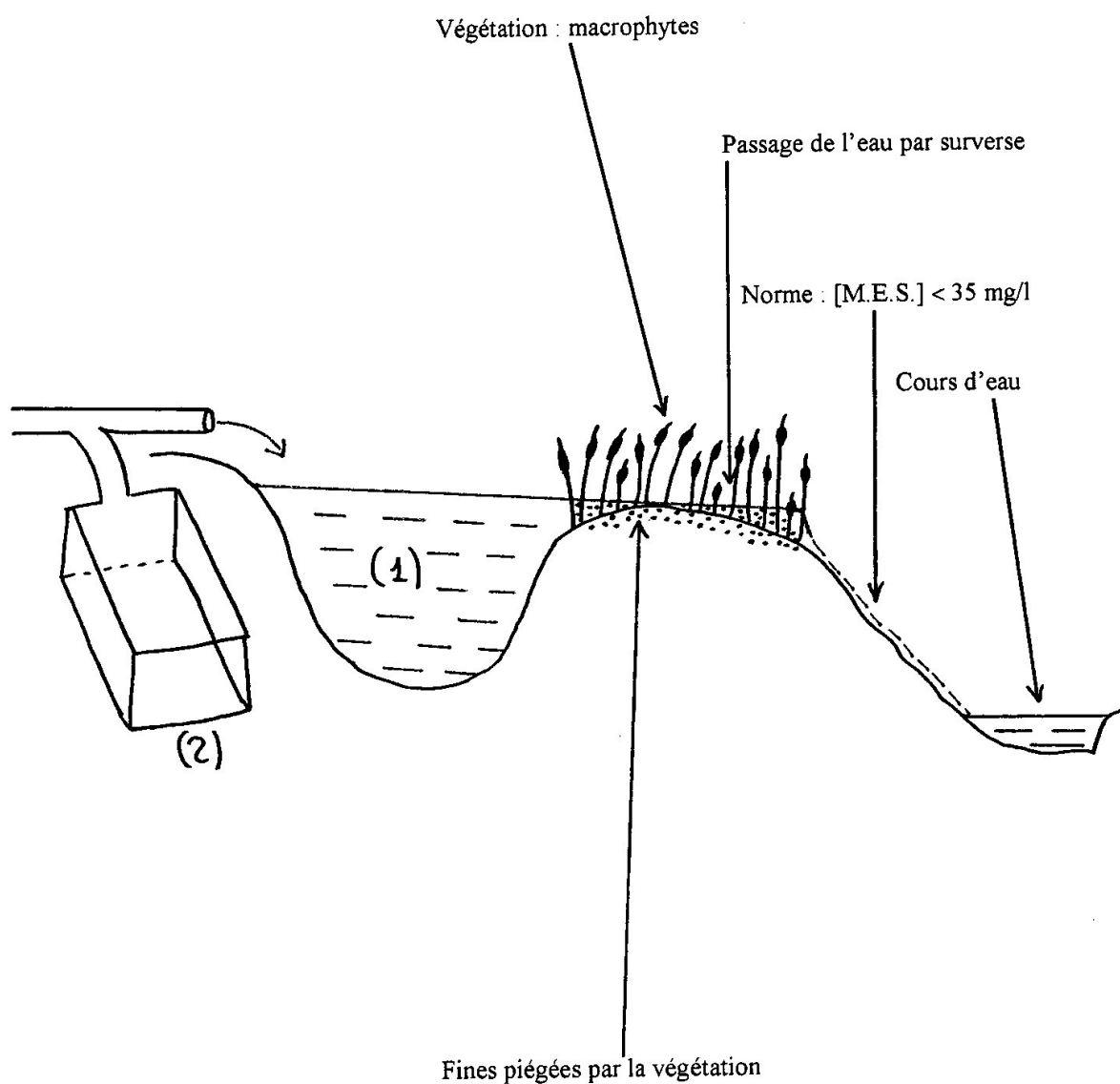


Fig. 45 : Type de bassin envisageable.

6.3 Conclusion :

Lorsqu'on est confronté à un dimensionnement, il faut savoir à quel type de bassin on a affaire. En effet, les bassins sont dimensionnés différemment suivant leurs fonctions.

Les bassins d'orage sont mis en place pour réguler les débits reçus de l'amont. Leur rôle de stockage participe aussi à la décantation partielle des eaux de ruissellement. Cependant, la fonction de décantation est pleinement réalisée par les bassins de décantation des eaux pluviales qui sont dimensionnés en tant que tels. Ces bassins participent aussi à l'écrêtement des pointes d'orage au même titre que les bassins d'orage. On choisit généralement un bassin d'orage lorsque la vidange du bassin recevant les eaux de ruissellement se fait par infiltration. Par contre, dans le cas de rejets dans un milieu récepteur, on met en place des bassins de décantation des eaux pluviales qui permettent de respecter la réglementation en vigueur ($[M.E.S.] < 35 \text{ mg/l}$).

Les différents types de bassins de décantation sont dimensionnés selon la nature des eaux qu'ils reçoivent (eaux pluviales, eaux de procédé ou les deux à la fois).

7.1. Rappel des interactions eau/carrière en milieu alluvionnaire :

Depuis l'arrêté de 1994, les exploitations en lit mineur sont interdites. Nous étudierons donc les interactions entre les gravières en lit majeur et les eaux souterraines et superficielles. Toutefois, il convient de rappeler que même si l'extraction en lit mineur n'est maintenant plus pratiquée, cela ne signifie pas un arrêt des conséquences de ce type d'exploitations.

En effet, les dynamiques liées aux érosions régressives (en amont des sites d'extraction) et progressive (en aval des sites d'extraction), continuent de se manifester jusqu'à ce que le cours d'eau retrouve un équilibre morphodynamique. L'enfoncement du lit peut avoir de multiples conséquences : déstabilisation d'ouvrage d'art, apparition des seuils, modification des échanges nappe-rivières.

L'extraction des sables et graviers est une activité importante dans les plaines alluviales : elle fournit à l'industrie du bâtiment et au génie civil près de 60% des matériaux nécessaires. Cette extraction engendre des interactions entre les gravières en lit majeur et les eaux. C'est pourquoi les plaines alluviales peuvent être le siège de conflits d'usage puisqu'elles constituent des réserves d'eau de bonne qualité qu'il faut protéger. De plus, elles sont également convoitées pour d'autres activités comme l'agriculture et l'urbanisation.

7.1.1 L'impact hydrodynamique :

7.1.1.1 Les eaux souterraines :

7.1.1.1.1 Les perturbations affectant la surface piézométrique :

- Disparition de la matrice de l'aquifère :

La création d'une gravière constitue une discontinuité physique de l'aquifère, caractérisée par une transmissivité infinie et un coefficient d'emménagement égal à 1. Ce qui entraîne une baisse immédiate de la surface piézométrique au niveau des gravières et de la nappe au cours de l'extraction des matériaux alluvionnaires. Cette baisse est directement liée au retrait d'une partie de la matrice solide du milieu aquifère et s'apparente à un pompage d'eau (fig. 46).

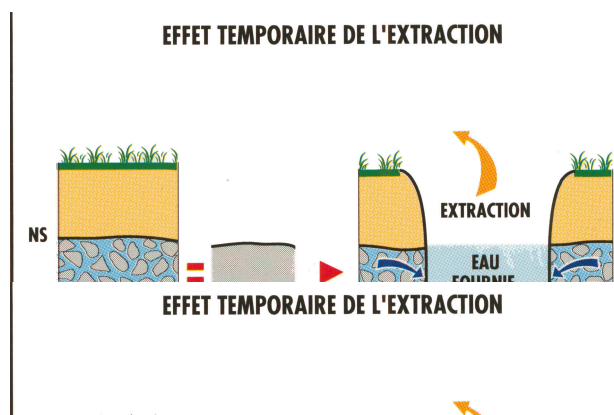


Fig. 46 : Effet temporaire : rabattement de la nappe (5).

Il s'agit d'un impact temporaire qui résulte des extractions de granulats et qui est proportionnel à la vitesse d'extraction de matériaux alluvionnaires par rapport à la recharge de la nappe.

- Les pertes par évaporation :

L'extraction de granulats en lit majeur conduit à la création de plans d'eau qui résultent de la mise en contact de la nappe alluviale avec l'atmosphère.

La mise à nu de la nappe peut provoquer des pertes par évaporation. Ce phénomène sera traité plus en détail au paragraphe 7.2 (page 134).

- influence d'une gravière et du colmatage sur la surface piézométrique et les écoulements :

Le niveau des eaux souterraines devenues libres s'établira pratiquement à l'horizontal à cause de la gravière. Cela entraîne un rabattement (ou drainage) de la nappe en amont hydraulique du plan d'eau, et une mise en charge (ou alimentation) à l'aval. Une gravière non colmatée accroît donc les écoulements souterrains dans la mesure où les lignes de courant convergent vers l'excavation (fig. 47).

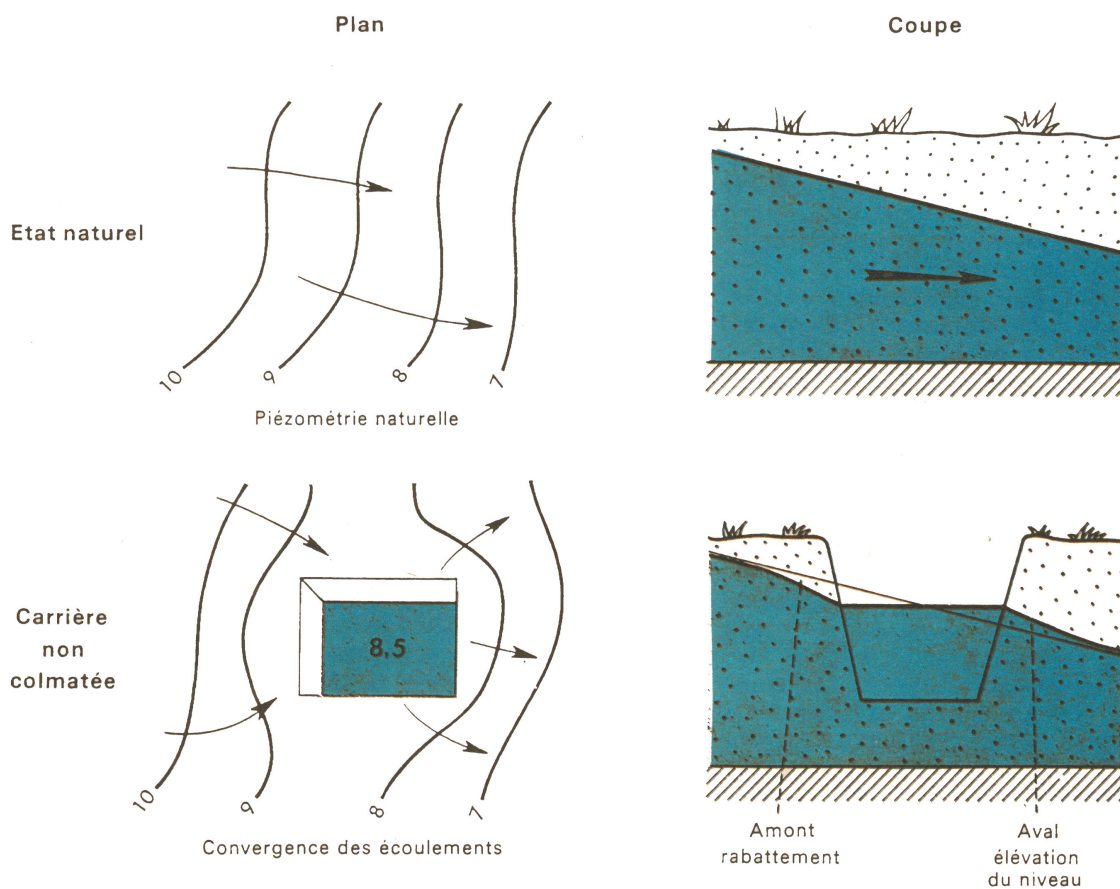


Fig. 47 : Modification de la piézométrie dans le cas d'une gravière non colmatée (9).

Avec le temps, le colmatage affectant surtout le fond et les berges aval du plan d'eau, provoque une augmentation du niveau d'eau dans la gravière, et un rabattement à l'aval du plan d'eau (PEAUDECERF, 1975). Une gravière en partie colmatée constitue un obstacle pour les écoulements souterrains qui la contournent en grande partie (fig. 48).

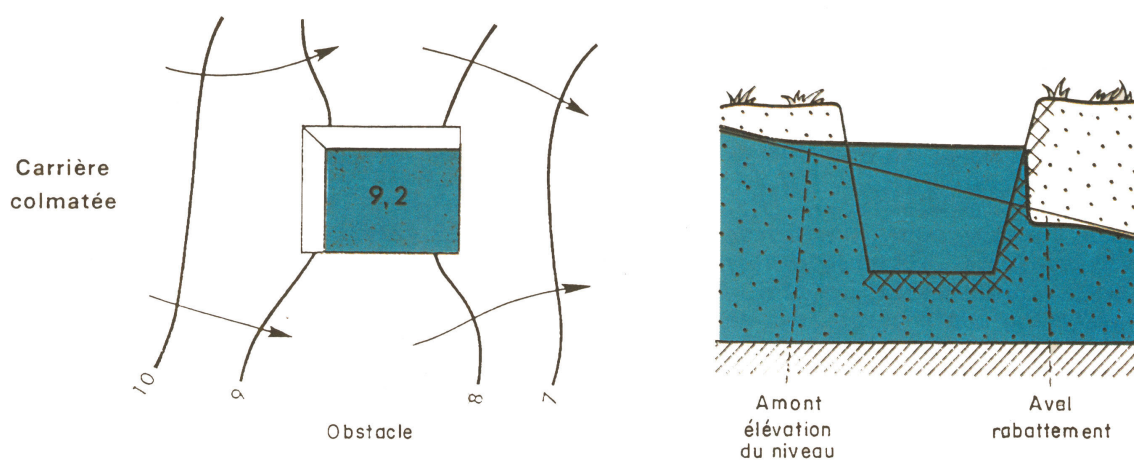


Fig. 48 : Effet du colmatage de la carrière (9).

Une gravière dont la géométrie est allongée dans le sens de l'écoulement des eaux de la nappe a un impact important sur celle-ci, pouvant conduire à des débordements du plan d'eau (fig. 49).

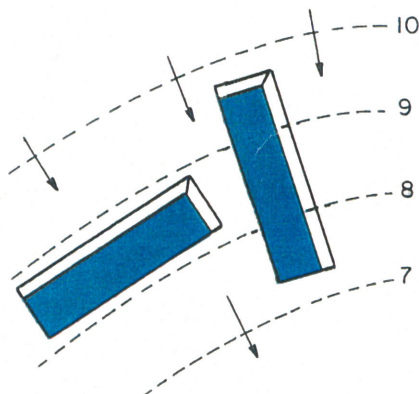


Fig. 49 : exemple d'orientation des gravières (14).

Dans ce cas, à superficie égale, les perturbations causées par une gravière unique, allongée dans le sens de l'écoulement, sont plus importantes que celles causées par un morcellement des gravières (fig. 50). Au contraire, à superficie égale, une gravière unique, allongée perpendiculairement au sens de l'écoulement, engendre des perturbations plus faibles qu'un morcellement.

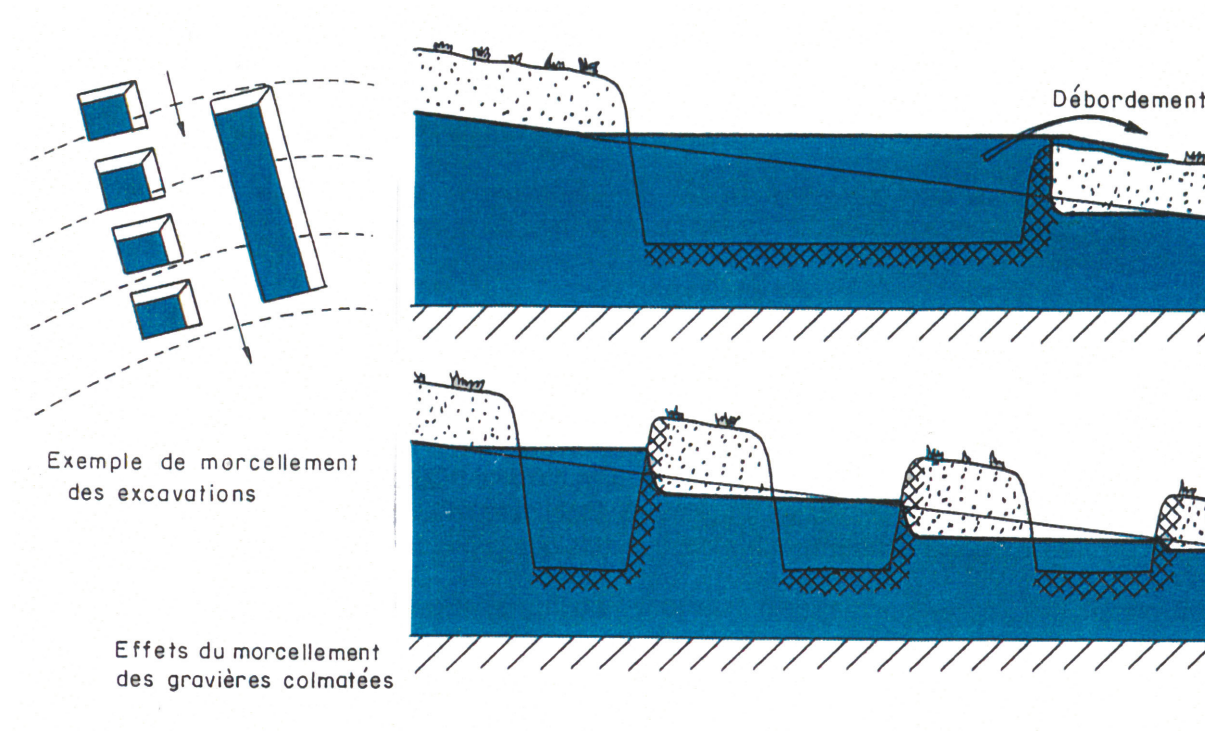


Fig. 50 : Effets du morcellement des gravières colmatées (14).

7.1.1.1.2 Le colmatage :

Les processus conduisant au colmatage s'amorcent dès la période d'exploitation des gravières au fond desquelles sédimentent les fines liées à l'extraction des granulats. Ces fines proviennent des sables et graviers du gisement ainsi que des terrains superficiels.

Les surfaces d'échange nappe-gravière et gravière-nappe (fond et berges des plans d'eau), subissent ensuite un colmatage progressif lié au « vieillissement » du plan d'eau, c'est-à-dire au dépôt de matières minérales et organiques. Il s'amorce d'abord au fond et à l'aval hydraulique des gravières, en raison des effets gravitaires ainsi que du sens d'écoulement des eaux, et s'étend à terme à l'ensemble du plan d'eau.

- Le colmatage mécanique :

Il est caractérisé par le remplissage de la porosité interconnectée par des éléments pouvant être des solides comme les matières en suspension minérales ou organiques, des débris végétaux.

Le colmatage mécanique s'opère en deux temps. La première phase consiste en un colmatage dit interne où les fines particules pénètrent le milieu poreux. La deuxième phase est caractérisée par le colmatage externe notamment si l'intrusion des particules dans le milieu poreux est impossible.

Les gravières recevant d'importants rejets d'eaux de lavage de granulats très chargés en fines, risquent de se colmater rapidement.

- Les processus physico-chimiques :

Il s'agit d'une part de la formation d'argiles et notamment la néoformation d'alumino-silicates dont les argiles gonflantes et également de la précipitation des carbonates qui peut constituer un important facteur de colmatage quand le p.H. augmente en relation avec la photosynthèse. La précipitation d'hydroxydes métalliques formant des gels colloïdaux peut également provoquer un colmatage.

- Les processus biologiques :

Le développement de bactéries peut conduire à boucher des pores en tapis gélifiqueux. Il peut s'agir aussi de bulles de gaz piégées, issues de l'activité biologique, comme le CO₂, H₂S, SO₂ ou encore N₂O et N₂ résultant de la dénitrification.

- Ordre de grandeur :

Des observations faites in situ montrent que les couches naturellement colmatées ont des épaisseurs variables, comprises entre 0,5 m et 1,5 m. Leur perméabilité, estimée au moyen d'essais de pompes la plupart du temps, est comprise entre $0,5 \times 10^{-5}$ m/s et 10^{-3} m/s.

7.1.1.1.3 Les conséquences des impacts hydrodynamiques :

Les abaissements de nappe peuvent provoquer des modifications écologiques du milieu par assèchement de terres agricoles et de zones humides. Ils peuvent entraîner la détérioration de boisement environnant par mortalité d'arbres dont l'alimentation en eau se faisait partiellement à partir de l'aquifère.

Les remontées de nappe peuvent induire une hydromorphie des sols agricoles qui, dans certains cas, peut s'avérer préjudiciable.

Vis-à-vis des crues, les gravières peuvent jouer un rôle favorable dans la réalimentation de la nappe. En effet, lorsqu'elles ne sont pas colmatées, elles constituent des zones de réinfiltration préférentielles des eaux de crue vers la nappe.

Contrairement aux gravières colmatées qui constituent des obstacles à l'infiltration de l'eau vers la nappe et limite de fait le rôle régulateur de la nappe vis-à-vis des crues.

Les effets sur la productivité des captages peuvent être positifs ou négatifs suivant que le captage se situe dans une zone d'alimentation ou de rabattement de la nappe. D'un point de vue théorique, la carrière constitue un réservoir qui, s'il n'est pas colmaté et se situe dans la zone du cône d'appel du captage, augmente la disponibilité en eau de ce dernier.

Du fait de la modification des écoulements et de la piézométrie, les gravières peuvent modifier les flux d'échanges entre la nappe et le cours d'eau. Ainsi, lorsqu'une carrière est implantée dans un méandre, à faible distance des berges, une partie de l'eau de la rivière transite par la carrière à travers les berges et les alluvions.

7.1.1.2 Les eaux superficielles :

Les impacts des extractions en lit majeur concernent essentiellement les eaux souterraines. Cependant, lorsqu'une gravière est implantée en bordure d'un cours d'eau, et notamment dans le lobe d'un méandre actif, il existe une possibilité de capture du cours d'eau par celle-ci. La capture consiste au court-circuitage de l'écoulement normal au profit de la ballastière, généralement par érosion des terrains situés entre la gravière et le cours d'eau ; ce qui permet le passage du courant. Ces captures surviennent lors des crues.

7.1.2 Les impacts hydromécaniques :

La mise en suspension de fines particules (M.E.S.) accompagne inéluctablement l'extraction des matériaux. Lorsque les granulats sont remontés vers la surface, une partie des matériaux (argiles...) agglomérés à leur surface est remise en suspension dans l'eau. Ces fines particules se déposent au fond et sur les berges de la gravière et participent au phénomène de colmatage.

7.1.3 Les impacts hydrothermiques :

Lors de l'ouverture d'une gravière, la mise au contact d'une partie de la nappe avec l'atmosphère, modifie considérablement ses caractéristiques chimiques. En effet, les variations de température enregistrées à la surface du sol ne sont plus amorties par la couche de terrain située au-dessus de l'aquifère. Les variations de température qu'enregistre l'eau de la gravière, se répercutent à l'aval dans la nappe et sur les eaux superficielles si la nappe alimente une rivière proche. L'impact thermique en aval de la nappe ne se fait pas ressentir à plus de 200 – 250 mètres de la ballastière. S'agissant des eaux superficielles, la distance nécessaire à la disparition de cet impact est comprise entre 20 et 50 m.

7.1.4 Les impacts hydrochimiques :

Avant même de subir une dilution par les eaux de la nappe, les eaux de la gravière subissent des modifications lors de leur passage à travers « l'interface » plan d'eau-aquifère. La comparaison nappe amont–nappe aval de la gravière, entraîne plusieurs constats.

7.1.4.1 Les modifications chimiques :

On constate en nappe aval, une augmentation des M.E.S. et des éléments en provenance d'une partie de leur dissolution tels que le fer (Fe^{2+}) et le manganèse. Cette augmentation est due à l'extraction qui remet en suspension les fines présentes dans le gisement et aux eaux de ruissellement affluentes à la ballastière.

On note la diminution des teneurs en nitrates qui s'accompagne éventuellement d'une élévation des taux de NH_4^+ et/ou NO_2^- . Sous l'effet de la lumière, des algues se développent et utilisent le carbone atmosphérique et les nitrates de la nappe et du plan d'eau (abattement momentané de la pollution azotée). Les algues mortes déposées au fond de la gravière, diffusent de la matière organique dans les sédiments. Cette matière organique fournit le carbone nécessaire aux bactéries dénitrifiantes qui se développent dans la zone anaérobie des sédiments. Ces bactéries transforment les nitrates en azote en consommant l'oxygène des molécules de nitrate (abattement définitif de la pollution azotée).

Du fait du développement de la faune et de la flore dans les eaux et sur les rives, une légère augmentation de la matière organique se produit en aval des ballastières.

La mise en contact de l'eau et de l'air provoque une modification de la pression partielle de CO_2 dans l'eau. Ce phénomène entraîne une baisse des teneurs en HCO_3^- et Ca^{2+} ainsi que la conductivité : on assiste à une diminution de la minéralisation totale de l'eau de la gravière.

7.1.4.2 Les risques de pollutions :

La mise à nu de la nappe représente une augmentation de sa vulnérabilité, par destruction du filtre protecteur que représente le sol (fig. 51).

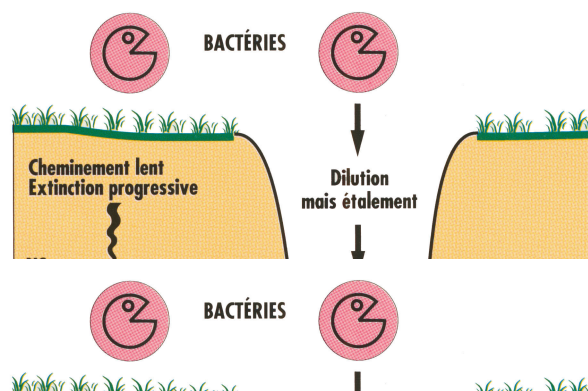


Fig. 51 : Augmentation des risques de pollution des nappes mises à nu (5).

L'ouverture d'excavation, et parfois l'exploitation elle-même, peut engendrer des pollutions chimiques chroniques ou accidentelles de la nappe, dues à des négligences ou à des accidents.

En période d'exploitation, le risque majeur est constitué par le rejet accidentel d'hydrocarbures et d'huiles utilisées pour le fonctionnement des engins d'extraction.

A un degré moindre, une contamination bactériologique peut se produire lorsque les installations d'assainissement autonome des locaux de chantiers sont déficientes.

7.1.5 Les impacts hydrobiologiques :

L'évolution biologique du plan d'eau est dépendante de son alimentation en diverses substances.

Des apports importants de nutriments (phosphates, nitrates...) par la nappe et les eaux de ruissellement, peuvent provoquer un profond déséquilibre du plan d'eau. L'eutrophisation du plan d'eau se caractérise alors par une forte augmentation de la biomasse végétale (algues et phytoplanctons).

7.2 Les phénomènes d'évapotranspiration au niveau des plans d'eau des gravières et la comparaison avec d'autres types d'occupation du sol :

L'extraction de granulats en lit majeur conduit à la création de lacs de gravières, aussi appelés sablières ou ballastières. Ces plans d'eau résultent de la mise en contact de la nappe alluviale avec l'atmosphère. La mise à nu de la nappe pourrait entraîner des pertes non négligeables d'eau par évaporation.

7.2.1 L'impact volumétrique sur les eaux souterraines :

Dans un rapport datant de 1975, PEAUDECERF estime que « les pertes entraînées par l'évapotranspiration due aux végétaux qui croissaient sur le sol disparu, peuvent être plus importantes que celles dues à l'évaporation ».

De plus, selon lui « le décapage de couches superficielles imperméables peut favoriser l'alimentation par les pluies, et la création de bassins peut accroître l'infiltration d'eaux de ruissellement. Ces phénomènes dépendent de la surface des exploitations. Ils sont habituellement de faible importance ».

Il faut cependant rester prudent. En effet, une autre approche introduit la notion « d'effet permanent de puisage ».

Nous verrons aussi l'impact volumétrique de l'évaporation de gravières sur une nappe alluviale, à travers l'exemple d'une thèse.

7.2.2 L'effet permanent de puisage :

En terrain naturel, l'infiltration profonde (I) ne peut être reprise par l'évapotranspiration (ETP) tandis qu'un lac de gravière se comporte comme un puits de pompage (fig. 52).

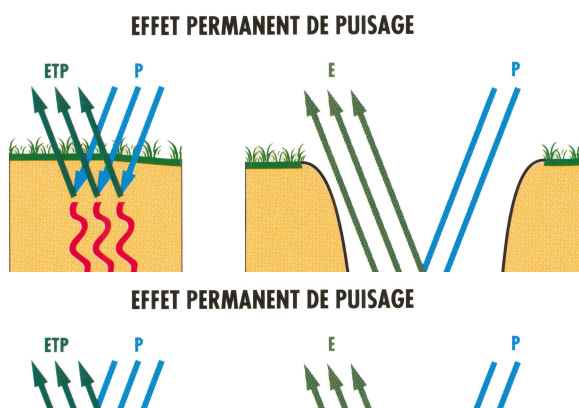


Fig. 52 : L'effet permanent de puisage (5).

Bien que l'infiltration soit égale à la pluviométrie au niveau d'une gravière (toute la pluie atteint la nappe), on assiste à un effet de « puisage ». En effet, l'évaporation annuelle est supérieure à la pluviométrie dans la plus grande partie de la France. En négligeant l'effet d'apport d'eau par ruissellement, on peut estimer qu'il se crée un déficit par rapport au bilan hydrique normal qui peut atteindre 300 mm dans le Sud-Ouest de la France et 200 mm dans le Bassin Parisien.

7.2.3 Estimation des pertes par évaporation d'une gravière :

L'évaporation de la nappe d'eau libre d'une gravière peut être déterminée à partir de mesures obtenues sur bac d'évaporation (type Colorado ou Classe A) ou à l'évaporomètre PICHE (fig. 53, 54 et 55).

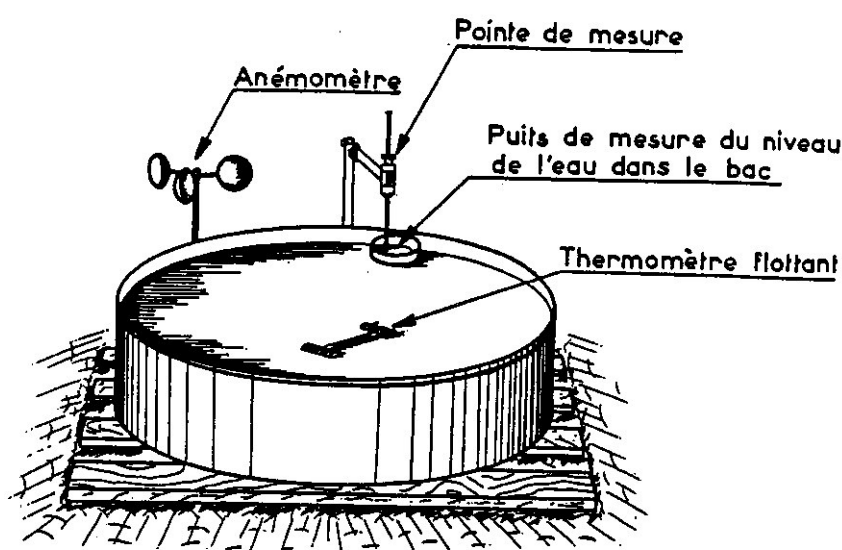


Fig. 53 : Bac de type A. Diamètre du bac 121,9 cm. Hauteur du bac 25,4 cm. Niveau d'eau maintenu à 5 cm du bord (13).

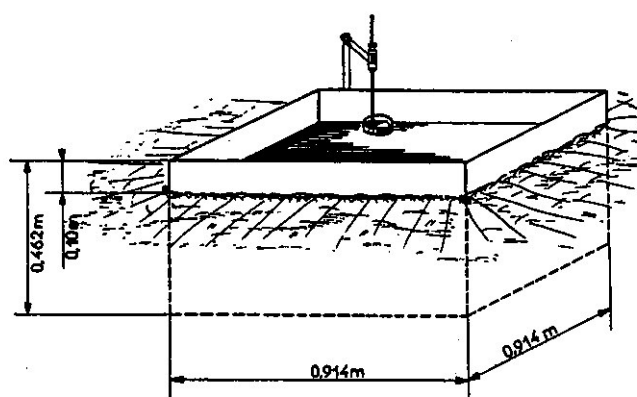


Fig. 54 : Bac enterré type « Colorado » (Etats-Unis) (13).

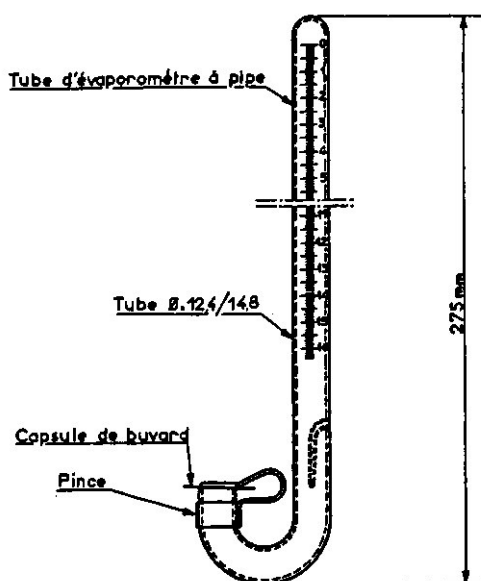


Fig. 55 : Evaporomètre Piche (13).

Cependant, dans le cas d'un plan d'eau présentant une flore importante, la notion d'évapotranspiration (phénomène physico-biologique) se substitue à celle d'évaporation (phénomène physique) (Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales, 1984).

D'après M. LIVET (groupe Carrière-Eau-Environnement du Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement de Lyon), contacté à ce sujet, « l'évaporation d'une gravière peut être assimilée à l'évapotranspiration potentielle, à condition que le plan d'eau ne soit pas trop à l'abri du vent ».

L'évapotranspiration potentielle est l'ETP régionale calculée par Météo France selon la formule de PENMAN, tenant compte de paramètres climatiques (la température de l'air, le vent et l'ensoleillement). A titre d'exemple, pour une année sèche de période de retour de 10 ans, en région Ile-de-France, les valeurs d'ETP mensuelles, exprimées en millimètres de lame d'eau sont (fig. 56) :

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
ETP	10	15	50	86	123	149	145	130	93	50	22	10

Fig. 56 : exemple de valeurs d'ETP pour une période de retour de 10 ans en région Ile-de-FRANCE (en millimètres de lame d'eau) (1).

Rappelons que l'évapotranspiration potentielle (ETP) est la lame d'eau effectivement évaporée si les ressources en eau disponibles sont à chaque instant au moins égales à ce qui peut être évaporé. L'ETP correspond à la capacité maximale évaporée dans un milieu climatique donné.

Tandis que l'évapotranspiration réelle est la lame d'eau effectivement évaporée compte tenu de la disponibilité de la ressource ($ETR = ETP$ s'il y a assez d'eau). L'ETR est une notion plus agronomique faisant intervenir le type de végétation et son stade de développement.

7.2.4 L'impact de l'évaporation de gravières sur une nappe alluviale :

Nous prendrons comme référence les travaux d'Olga SCHANEN dans sa thèse de doctorat de 1998 intitulée « Analyse et modélisation de l'impact hydrodynamique et biogéochimique des lacs de gravières sur la nappe alluviale du Val de Seine ».

Le bilan Précipitations – Evapotranspiration Potentielle (P-ETP), conditionne l'apport ou la perte d'eau directe aux plans d'eau. Les gravières étudiées sont soumises au climat tempéré du Bassin Parisien.

L'année hydrologique 1994 est caractérisée par un bilan annuel affichant une perte de 34 mm (fig. 57). L'année 1996 est la plus spectaculaire avec une perte de 401 mm. Par contre, l'année 1995 se caractérise par un bilan annuel affichant un gain de 32 mm.

	1994	1995	1996
P (mm)	676	689	457
ETP (mm)	710	657	858
P - ETP (mm)	-34	32	-401

Fig. 57 : Bilan des apports atmosphériques aux gravières étudiées (en mm), de 1994 à 1996, en année hydrologique (du 11/93 au 11/96) (16).

Le bilan P-ETP dépend des conditions climatiques (température moyenne annuelle, intensité du vent, précipitations).

L'étude met en évidence un déficit d'alimentation de la nappe alluviale, engendré par l'évapotranspiration qui s'exerce au niveau des gravières, de l'ordre de 7 à 8 l.s⁻¹.km⁻² (en 1994 et 1995). Le déficit d'alimentation de l'aquifère étant l'écart entre les infiltrations efficaces vers la nappe et le bilan des échanges atmosphériques au niveau des lacs (déficit d'alimentation = Infiltrations_{nappe} - (P-ETP)_{lac}).

Ce déficit a atteint 13 l.s⁻¹.km⁻², en 1996, qui fut une année sèche (faibles précipitations efficaces). Il a contribué à la baisse significative du niveau de la nappe cette année là, comprise entre 0,6 et 1 m, en rapport avec l'insuffisance de la recharge de la nappe alluviale par la nappe de la craie dans les secteurs étudiés.

Il est possible que ces résultats ne soit pas généralisables à toutes les gravières (situation géographique, fonctionnement et conditions climatiques différentes). Néanmoins, ils donnent une idée de l'impact du phénomène d'évapotranspiration au niveau des plans d'eau sur les eaux souterraines. A savoir que le déficit d'alimentation de l'aquifère, en rapport avec les pertes évaporatoires s'exerçant au niveau des gravières, varie selon les années en fonction des conditions climatiques et peut se traduire par une baisse du niveau de la nappe.

7.2.5 Comparaison avec l'évapotranspiration d'autres types d'occupation des sols :

7.2.5.1 La transpiration des végétaux :

Les plantes puisent dans le sol l'eau nécessaire à leur vie ; leurs racines s'enfoncent jusqu'à des profondeurs variables (30 cm environ pour les plantes annuelles, 1 à 6 m pour les buissons et les arbres). L'eau du sol pénètre dans les racines par les cellules épidermiques des racelles, puis emprunte les canaux du système vasculaire qui traversent les racines, le tronc et les branches, pour atteindre finalement les feuilles (exemple d'un arbre). Les feuilles sont recouvertes d'une couche de cellules plus ou moins imperméables comportant de nombreux stomates.

Il est difficile de comparer l'évapotranspiration d'un plan d'eau à celle d'un sol recouvert de végétation. En effet, comme tout phénomène d'évaporation, la transpiration des végétaux (transpiration = évapotranspiration x pourcentage de couverture végétale) est d'abord fonction du pouvoir évaporant de l'atmosphère et par conséquent, de l'insolation, de la température, du taux d'humidité de l'air et de la vitesse du vent.

Par ailleurs, les facteurs météorologiques agissent indirectement sur l'intensité de la transpiration par leur influence sur l'ouverture des stomates. La lumière, la chaleur ou une forte humidité de l'air favorisent ce phénomène, mais les diverses espèces végétales réagissent différemment à cette action.

L'intensité de la transpiration se trouve aussi, liée au taux d'humidité du sol lui-même influencé par la nappe phréatique et au régime des précipitations.

Enfin, dans les mêmes conditions atmosphériques et pour le même terrain, la transpiration d'une plante dépend de son espèce, de son âge et du développement de son feuillage.

Plusieurs tableaux permettent de donner un ordre de grandeur de la transpiration de végétaux et de l'évapotranspiration de différents types d'occupation des sols. La difficulté réside dans le fait qu'un sol est recouvert de diverses espèces végétales (sauf dans le cas de cultures).

Nous nous intéresserons aux quantités d'eau évaporées par la transpiration des plantes, en hauteur d'eau (en volume d'eau rapporté à la surface de terrain couverte de végétation).

M. KEIHLACK donne, pour l'Europe, entre les latitudes de 45 et 56°, les valeurs suivantes en millimètres par jour durant la période de végétation (les maxima correspondent aux mois les plus chauds) (fig. 58):

Prairies herbeuses, graminées, etc. et tréfolium	2,1 à 7,3 mm/j.	Blés	2,26 à 2,8 mm/j.
Avoines	3 à 5 -	Vignes	0,9 à 1,3 -
Mais	3 à 4 -	Forêts et sapins	0,5 à 1,0 -
		Forêts et chênes	0,5 à 0,8 -

Fig. 58 : Transpiration en mm par jour (13).

En climat tempéré, les hauteurs d'eau moyennes annuelles « transpirées » sont, le plus souvent, comprises entre 400 et 1 200 mm, suivant les espèces et les conditions d'alimentation en eau.

LUGEON évalue comme suit la transpiration des forêts du plateau Suisse (fig. 59) :

	Sapins		Pins		Hêtres	
	m ³	mm	m ³	mm	m ³	mm
Pendant la période de végétation printemps, été, automne	2 264	226	2 360	236	2 444	244
Pendant l'année entière	2 830	283	2 950	295	2 756	276

Fig. 59 : Transpiration par hectare (13).

Compte tenu de l'évaporation du sol et de sa couverture de mousses et d'herbes, il estime à 450 mm par an, en moyenne, l'évaporation totale de la forêt à l'altitude du plateau Suisse (400 à 700 m). Ce chiffre serait également valable pour un bassin recouvert de prairie.

La figure 60 donne un exemple des différences entre les taux de transpiration (358 contre 564 mm) de deux surfaces gazonnées dont l'une reçoit uniquement les précipitations, alors que l'autre est en outre constamment humidifiée par une nappe phréatique maintenue à 50 cm au-dessous de la surface du sol.

Années	Pluie mm	Tempé- rature °C	Evap. Wild mm	Evapotranspiration en mm			Sol nu
				Ga- zon (1)	jeunes pins	Ga- zon (2)	
1930	720,1	9,2	500	322	-	-	140
1931	749,5	8,0	471	405	-	-	199
1932	550,0	8,8	534	371	-	-	193,5
1933	552,0	8,3	521	405	-	-	-
1934	491,0	9,4	640	282	388	864	-
1935	697,0	8,8	575	381	516	736	-
1936	-	-	488	347	439	625	-
1937	-	-	465	337	502	599	-
Moyennes :			524	358	460	564	177

Fig. 60 : Résumé des observations sur les lysimètres de Berlin-Eberswald (13). Lysimètres sur bascule : cases de 1 m x 1 m ; profondeur 1,50 m dont 0,10 m de terre végétale et le solde en sable fin. La sensibilité de la bascule correspond à une lame d'eau de 0,1 mm d'épaisseur.

(1) : sans nappe phréatique.

(2) : avec nappe phréatique à 0,40 – 0,50 m au-dessous de la surface.

Pour terminer, la figure 61 donne les rapports moyens mensuels entre la transpiration des lysimètres de Berlin-Eberswald couverts de gazons et l'évaporation d'une nappe d'eau mesurée à l'évaporomètre Wild. On retrouve la forte augmentation de l'évapotranspiration due à l'existence d'une nappe proche de la surface du sol (cas dans une plaine alluviale). On remarque ainsi que l'évapotranspiration d'une surface gazonnée peut être supérieure à celle d'une surface d'eau.

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0,58	0,58	0,65	0,95	1,34 à 1,51	1,49 à 1,89	1,52 à 1,76	1,50 à 1,60	1,25	0,98	0,78	0,43

Lysimètre à surface gazonnée avec nappe phréatique à 0,40 – 0,50 m de la surface. L'évapotranspiration moyenne annuelle durant la période d'expérience (1934 à 1937) a été de 706 mm.

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0,25	0,30	0,52	0,77	0,80 à 0,98	0,50 à 0,90	0,69 à 0,83	0,70 à 0,80	0,72	0,65	0,45	0,23

Lysimètre à surface gazonnée sans nappe phréatique. L'évapotranspiration moyenne annuelle durant la période d'expérience (1934 à 1937) a été de 337 mm.

Fig. 61 : Rapport de l'évapotranspiration mensuelle d'une surface gazonnée à celle d'une surface d'eau (Evaporomètre WILD) (13).

Il faut tenir compte aussi du phénomène d'évaporation à partir d'un sol nu.

7.2.5.2 L'évaporation à partir d'un sol nu :

Sauf dans des terrains particulièrement poreux ou fissurés, l'évaporation ne peut avoir lieu qu'à partir de la surface d'un sol humide ou du voisinage immédiat de celle-ci.

Elle tend à diminuer l'humidité de cette couche superficielle et provoque corrélativement un mouvement ascendant de l'eau éventuellement emmagasinée dans les couches sous-jacentes, ainsi appelées à réapprovisionner la couche superficielle et à alimenter l'évaporation.

En l'absence de réalimentation soit par l'eau des couches plus profondes, soit par l'eau des précipitations, l'évaporation provoque la diminution progressive de l'humidité dans les couches superficielles. Il reste toujours dans le sol une certaine quantité d'eau (2 à 5% du volume du sol), dite « hygroscopique », qui se trouve en équilibre avec l'humidité atmosphérique et ne peut être extraite par l'évaporation.

Si la zone de saturation atteint la surface du sol, le taux d'évaporation prend sa valeur maximale déterminée par le pouvoir évaporant de l'atmosphère. Le mouvement ascendant de l'eau de la nappe phréatique vers la surface du sol à travers la frange capillaire est toujours suffisant pour maintenir la saturation de la surface.

Pour un sol déterminé et pour le même pouvoir évaporant de l'atmosphère, l'évaporation atteint son taux maximum quand le terrain est entièrement saturé (sauf immédiatement après les précipitations ou dans le cas particulier de terrains marécageux).

Si l'on considère des valeurs moyennes calculées sur des intervalles de temps assez longs, les rapports des taux d'évaporation des sols nus saturés à ceux d'une surface d'eau libre sont à peu près les suivants :

- sables fins : 100%,
- marnes : 90 %,
- argiles : 75 à 85 %.

Afin de fixer les ordres de grandeur, la figure 62 donne les évaporations moyennes mensuelles en millimètres d'eau mesurées à la station d'essai d'Oudewetering aux Pays-Bas, respectivement sur des surfaces d'eau, de terre noire et de gazon.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Eau	11,1	15,3	29,2	60,0	92,2	103,3	94,7	80,1	49,7	28,5	16,6	11,0	591,8
Terre noire ..	7,04	10,8	23,8	49,6	73,4	74,0	67,6	56,8	38,0	21,7	12,0	7,1	442,2
Gazon	10,1	13,8	27,4	68,1	123,8	141,0	139,4	114,2	72,7	33,4	16,6	8,7	769,3

Fig. 62 : comparaison des taux d'évaporation moyens mensuels (en mm) d'une surface d'eau, de terre noire et de gazon à Oudewetering (Hollande). Bacs de 1 m x 1 m (13).

Dans le cas d'un terrain ne comportant pas de nappe phréatique voisine de la surface du sol, l'évaporation du sol ne peut être alimentée que par les eaux de pluie infiltrées à faible profondeur. La saturation est rarement atteinte, sauf immédiatement après certaines précipitations particulièrement abondantes ou au voisinage de la surface de sols très peu perméables. L'évaporation est limitée à la quantité de pluie retenue dans les couches superficielles du terrain. Pour le même pouvoir évaporant de l'atmosphère, le taux d'évaporation d'un sol non saturé est inférieur à celui du même sol saturé.

7.2.5.3 Conclusion :

Toutes ces observations montrent qu'un sol nu ou recouvert par une forêt, une prairie ou des cultures évapore une quantité d'eau importante. L'évaporation des sols et la transpiration des végétaux conditionnent le « déficit d'écoulement » du bassin. En comparaison avec l'évapotranspiration des plans d'eau de gravière, celle des sols recouverts de végétation n'est pas négligeable, au contraire. N'importe quelle occupation de sol située au niveau de la plaine alluviale, provoque ainsi des pertes d'eau par évapotranspiration : la nappe alluviale est alimentée par l'infiltration des eaux de pluie et n'en reçoit qu'une faible partie (fig. 63).

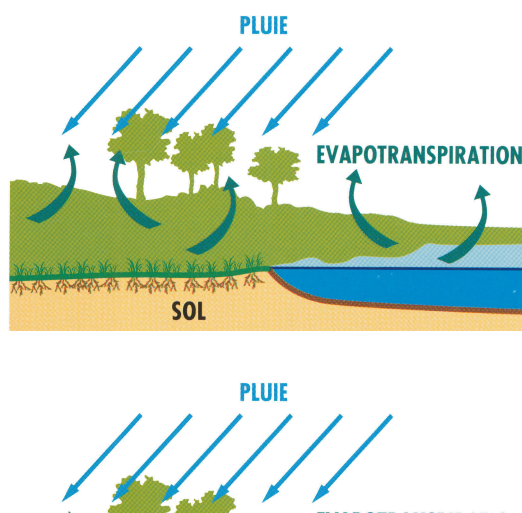


Fig. 63 : la nappe n'est alimentée que par infiltration des eaux de pluie et n'en reçoit qu'une faible partie (5).

7.2.6 Conclusion :

Le décapage de couches superficielles peut favoriser l'alimentation par les pluies et la création de plans d'eau peut accroître l'infiltration d'eau de ruissellement. Mais ce phénomène de ruissellement dépend de la taille des exploitations (PEAUDECERF, 1975). En fait, ces infiltrations directes sont compensées par l'évaporation au niveau de la surface de la nappe mise à nue en contact avec l'atmosphère. En climat tempéré, l'ETP peut être supérieure aux précipitations, ce qui peut conduire à un déficit du bilan hydrique. Ainsi, si ces pertes ne sont pas compensées par la recharge de la nappe, elles entraînent une baisse du niveau piézométrique.

Les pertes évaporatoires s'exerçant au niveau des gravières, varient selon les années en fonction des conditions climatiques. Ainsi, des années hydrologiques sèches, caractérisées par de faibles pluies, peuvent avoir des répercussions non négligeables sur la recharge de la nappe. Notamment à cause de la relation linéaire existant entre la recharge d'une nappe et les précipitations en milieu tempéré (DESSEVRES DELEPOULLE, 1978).

Cependant, il ne faut pas négliger les pertes entraînées par l'évapotranspiration des sols recouverts de végétaux qui étaient présents avant la création de la gravière.

CONCLUSION

Toute affirmation hâtive sur les phénomènes d'évapotranspiration au niveau des plans d'eau de carrière peut paraître présomptueuse. L'impact quantitatif de ces plans d'eau sur la nappe alluviale sera soit positif ou négatif selon le contexte climatique d'une année sur l'autre et l'évolution des caractéristiques physiques ou biologiques du plan d'eau considéré.

S'agissant du dimensionnement, plusieurs méthodes existent mais nombreuses sont celles dont l'utilisation n'est pas suffisamment aisée ou rigoureuse. Ce mémoire permettra de dimensionner dans les dossiers d'études d'impact, les différents types de bassins rencontrés en carrière.

En outre, la mise au point de calculateurs Excel facilitera l'emploi des méthodes appliquées à chaque cas de bassin.

Les bassins d'orage ou de rétention permettent de réguler les débits des eaux de ruissellement reçus de l'amont et seront dimensionnés selon le modèle de CAQUOT.

Les bassins de décantation assurent le traitement des eaux pluviales et de procédé. Le calcul des dimensions de ce type de bassin dépendra de la nature des eaux récoltées. Dans tous les cas, on calculera un temps de séjour minimal.

Ce mémoire n'est évidemment pas un document figé et sera sans doute amené à évoluer au fur et à mesure de l'avancée des connaissances dans le domaine. Ce travail pourrait aussi servir de base à la constitution d'une « cellule hydraulique » au sein du bureau d'études E.N.C.E.M.