



**Ecole Nationale du Génie de l'Eau et
de l'Environnement de Strasbourg**
1, quai Koch BP 1039F
67070 STRASBOURG

ANJOU RECHERCHE



ANJOU RECHERCHE
Chemin de la Digue
B.P. 76
78603 Maisons-Laffitte

FICHES TECHNIQUES

**DU GUIDE TECHNIQUE
SUR LE FONCTIONNEMENT
DES DEVERSOIRS D'ORAGE**

Juillet 2006

Ensemble des fiches Techniques

Fiche N°1 : Articulations des textes (1)

Fiche N°2 : Articulations des textes (2)

Fiche N°3 : Apport de la loi n° 92-3 sur l'eau du 3 janvier 1992

Fiche N°4 : Ouvrage soumis à Déclaration

Fiche N°5 : Ouvrage soumis à Autorisation

Fiche N°6 : Etude de diagnostic

Fiche N°7 : SDAGE

Fiche N°8 : SAGE

Fiche N°9 : Le déversoir d'orage et son environnement

Fiche N°10 : Fiche d'identité de l'ouvrage

Fiche N°11 : Critères géométriques pour identification précise des déversoirs

Fiche N°12 : Quelques éléments de l'enquête

Fiche N°13 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil haut

Fiche N°14 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil bas, seuil mince rectangulaire sans contraction latérale nappe libre.

Fiche N°15 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil bas, seuil mince rectangulaire à contraction latérale, nappe libre

Fiche N°16 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil mince triangulaire, nappe libre

Fiche N°17 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil mince à seuil trapézoïdal, nappe libre

Fiche N°18 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil mince à seuil circulaire, nappe libre

Fiche N°19 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil mince à section obéissant à une loi géométrique donnée, nappe libre

Fiche N°20 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal à seuil rectangulaire épais, nappe libre

Fiche N°21 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal épais à seuil normal et circulaire, nappe libre

Fiche N°22 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir frontal, nappe noyée

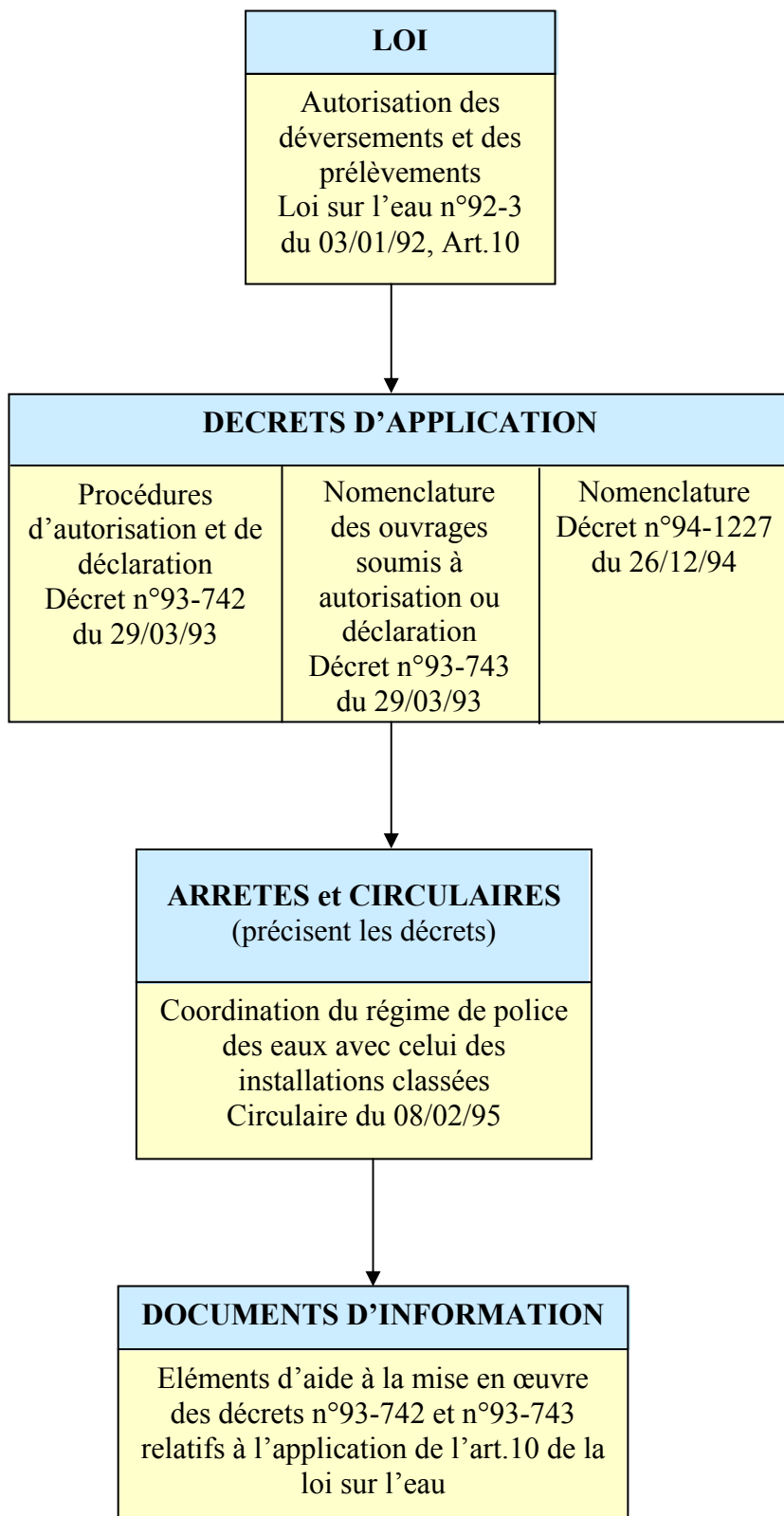
Fiche N°23 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : le leaping weir

Fiche N°24 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : formules empiriques, déversoir latéral à seuil court et long, unique et rectiligne

- Fiche N°25 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : énergie constante, déversoir latéral à seuil long à crête basse, avec entonnement
- Fiche N°26 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : évolution de la ligne d'eau sur un déversoir latéral rectangulaire
- Fiche N°27 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : évolution de la ligne d'eau sur un déversoir latéral circulaire
- Fiche N°28 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : conservation de la quantité de mouvement, Déversoir latéral à seuil long à crête basse, Avec entonnement, sans prise en compte du ressaut
- Fiche N°29 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : conservation de la quantité de mouvement, Déversoir latéral à seuil long à crête basse, Avec entonnement, avec prise en compte du ressaut
- Fiche N°30 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : amélioration de la formule de De Marchi : dQ/dx
- Fiche N°31 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : formule de De Marchi dQ/dx dans le cas des seuils doubles avec hauteur de crête différente
- Fiche N°32 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : déversoir latéral à seuil long à crête haute, Unique
- Fiche N°33 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : orifices
- Fiche N°34 : Evaluation du fonctionnement des DO par calculs : siphons
- Fiche N°35 : Ensemble des études du projet DO
- Fiche N°36 : Le logiciel de simulation CalDO
- Fiche N°37 : La modélisation 3D

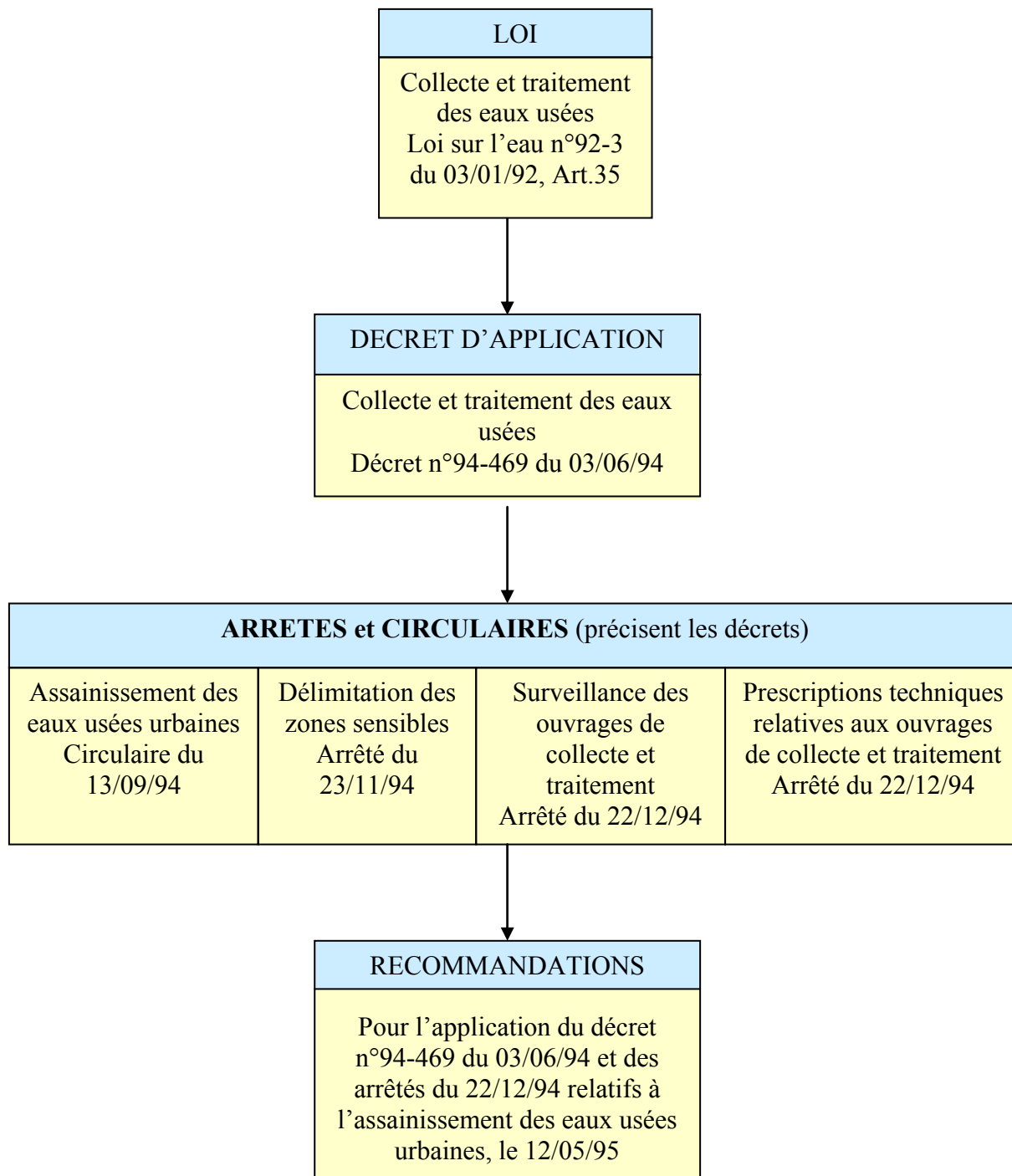
FICHE N°1

Articulations des textes (1)



FICHE N°2

Articulations des textes (2)



FICHE N° 3

Apport de la loi n° 92-3 sur l'eau du 3 janvier 1992

Valeur patrimoniale :

L'article 1^{er} de la loi indique que "l'eau fait partie du patrimoine commun de la nation". On peut rattacher cette notion de patrimoine commun à celle évoquée au code civil et de l'article L.110 du code de l'urbanisme.

On rattache la notion de patrimoine dans le code civil à l'idée d'une gestion raisonnable, économe et équilibrée, adaptée aux circonstances de façon à laisser aux générations futures un patrimoine préservé.

Adaptée à l'eau, cette notion de patrimoine commun est issue de l'article L.110 du code de l'urbanisme : "le territoire français est le patrimoine commun de la nation. Chaque collectivité publique en est le garant dans le cadre de ses compétences...". Par cette reconnaissance de l'eau comme patrimoine commun, l'état vise à renforcer sa légitimité à intervenir dans l'intérêt général et peut être susceptible de s'opposer à des intérêts particuliers.

Unité de la ressource :

Cette loi tend également à dépasser les distinctions physiques de l'eau (superficielle, souterraine...) dont découle une différenciation juridique (eaux domaniales ou non). L'eau est alors prise dans son cycle en tenant compte de ses nombreuses interdépendances, et aucune action pouvant avoir une incidence sur elle n'est a priori exclue de la loi.

Gestion globale et équilibrée de la ressource :

La loi sur l'eau du 16 décembre 1964 reconnaissait déjà la nécessité d'une gestion de l'eau par bassin hydrographique. La nouvelle loi renforce ces dispositions :

- l'unité de la ressource en eau implique une gestion globale de toutes les catégories d'eau, y compris les zones humides,
- l'unité de la ressource sous-tend que la gestion globale se préoccupe des aspects qualitatifs et quantitatifs,
- la gestion de l'eau doit aborder la préservation des écosystèmes aquatiques, des sites et des zones humides.

La gestion est donc globale car elle veut prendre en compte non seulement la protection de l'eau dans l'instant, mais également sa préservation à long terme ainsi que son éventuelle restauration.

En résumé :

- L'eau fait partie du **patrimoine** de la nation. Sa protection, sa mise en valeur et le développement de sa ressource utilisable sont d'**intérêt général**.
- La gestion de la ressource en eau vise à assurer :
 - la **préservation** des écosystèmes aquatiques et des zones humides
 - la **protection** et la **restauration** de la qualité des eaux superficielles et souterraines,
 - le **développement** et la **protection** quantitative de la ressource en eau de manière à satisfaire ou à concilier les exigences liées à la santé publique, aux activités économiques et de loisir.
- La concertation doit présider à la **planification** de la gestion de l'eau.
- L'eau a une **valeur économique** : il faut avoir conscience qu'elle peut **devenir rare et chère**.
- Le traitement des eaux usées domestiques (après collecte ou individuel) est **obligatoire** sur l'ensemble du territoire d'**ici 2005**.
- Un périmètre de protection doit être établi autour de chaque captage d'eau potable.
- Le **rôle** de la police des eaux est **renforcé**.

Cette loi sur l'eau **renforce** celle de 1964 sur les aspects "respect du milieu naturel" et surtout **conforte** le découpage hydrographique par grands bassins versants. Les 6 bassins hydrographiques ont désormais leur **SDAGE** (Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux). Le SDAGE a force de droit et devient la référence permanente dans les décisions d'aménagement du territoire.

Dans le même ordre d'idée, la gestion de l'eau s'organise très localement autour du **SAGE** (Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux).

FICHE N°4

Ouvrage soumis à Déclaration

D'après le décret n° 93-743 du 29 mars 1993 relatif à la nomenclature des opérations soumises à autorisation ou à déclaration en application de l'article 10 de la loi n° 92-3 du 3 janvier 1992 sur l'eau :

Sont soumis à déclaration les ouvrages suivants :

- **Rubrique 2.2.0.** : les ouvrages qui rejettent dans les eaux superficielles et sont susceptibles de modifier le régime des eaux, la capacité totale de rejet étant supérieure à 2 000 m³/j ou à 5% du débit mais inférieure à 10 000m³/j et à 25% du débit
- **Rubrique 5.2.0.** : les déversoirs d'orage situés sur un réseau d'égouts destiné à collecter un flux polluant journalier supérieur à 12 kg de DBO5 (**voir glossaire**) mais inférieur à 120 kg de DBO5. Le flux polluant est le flux transporté par le collecteur au droit du déversoir. Les limites correspondent à des agglomérations de 200 à 2 000 Equivalents Habitants (EH).

Régime juridique	Flux polluant journalier	Volume du rejet ou débit du rejet	Equivalents habitants
Déclaration	12 < DBO5 < 120 kg	2 000 < V < 10 000 m ³ /j ou 5%Qref < Qj < 25%Qref	200 < EH < 2 000

Les différentes étapes de la procédure :

1. Mise en place du dossier de déclaration :

Il doit être conforme à l'article 29 du décret 93-742 et comprendre :

- une fiche d'identification du demandeur, comportant nom et adresse,
- une fiche de localisation du projet précisant l'emplacement prévu pour l'opération,
- une fiche de description du projet, faisant apparaître la nature, la consistance, le volume et l'objet de l'opération, ainsi que la ou les rubriques de la nomenclature dans laquelle celle-ci doit être rangée (se référer au décret, pour les déversoirs d'orage, il s'agit du 5. relatif aux ouvrages d'assainissement),
- un document indiquant compte tenu des variations saisonnières et climatiques, les incidences de l'opération sur la ressource en eau, le milieu aquatique... ou bien une étude d'impacts ou une notice d'impacts si elle existe et comporte les informations prévues dans le document,
- une note de présentation des moyens de surveillance prévus, et éventuellement des moyens d'intervention en cas d'incident ou d'accident,
- les plans et cartes utiles à la compréhension du dossier.

2. Envoi de la déclaration, en trois exemplaires, au préfet de département ou des départements où l'opération doit être réalisée.

3. **Délivrance, lorsque le dossier est jugé complet, d'un récépissé de la déclaration** et envoi d'une copie au maire de la commune de situation de l'ouvrage aux fins d'affichage en mairie durant un mois.

4. **Remise au déclarant, par le préfet, des prescriptions générales applicables à l'opération**, ainsi qu'au maire de la commune de situation de l'ouvrage de façon à permettre la consultation sur place par le public.

5. **Demande éventuelle par arrêté préfectoral pris après avis du CDH (voir glossaire) de prescriptions** moins sévères ou plus sévères que les prescriptions générales soit à la demande du déclarant, soit à l'initiative du préfet lorsque la garantie des principes mentionnés à l'article 2 de la loi du 3 janvier 1992 le permet ou le requiert.

FICHE N°5

Ouvrage soumis à Autorisation

D'après le décret n° 93-743 du 29 mars 1993 relatif à la nomenclature des opérations soumises à autorisation ou à déclaration en application de l'article 10 de la loi n° 92-3 du 3 janvier 1992 sur l'eau :

Sont soumis à autorisation les ouvrages suivants :

- **Rubrique 2.2.0.** : les ouvrages qui rejettent dans les eaux superficielles et sont susceptibles de modifier le régime des eaux, la capacité totale de rejet étant supérieure ou égale à 10 000 m³/j ou à 25% du débit.
- **Rubrique 5.2.0.** : les déversoirs d'orage situés sur un réseau d'égouts destiné à collecter un flux polluant journalier supérieur ou égal à 120 kg de DBO5 (**voir glossaire**).

Régime juridique	Flux polluant journalier	Volume du rejet ou débit du rejet	Equivalents habitants
Autorisation	≥ 120 kg de DBO5	V > 10 000 m ³ /j ou Q _j > 25% Q _{ref}	> 2 000 EH

Les différentes étapes de la procédure :

(voir document d'information du Ministère de l'environnement, direction de l'eau, juin 1994)

1. Mise en place du dossier d'autorisation :

La composition du dossier est fixée à l'article 2 du décret 93-742. Il doit constituer un élément pédagogique de la procédure.

Le dossier doit comprendre :

- une fiche d'identification du demandeur, comportant nom et adresse,
- une fiche de localisation du projet précisant l'emplacement prévu pour l'opération,
- une fiche de description du projet, faisant apparaître la nature, la consistance, le volume et l'objet de l'opération, ainsi que la ou les rubriques de la nomenclature dans laquelle celle-ci doit être rangée (se référer au décret, pour les déversoirs d'orage, il s'agit du 5. Relatif aux ouvrages d'assainissement),
- un "document d'incidences" indiquant, compte tenu des variations saisonnières et climatiques, les incidences de l'opération sur l'eau et le milieu aquatique dans toutes leurs composantes (écoulement, y compris des eaux de ruissellement, niveau, quantité, qualité, diversité), ainsi que sur chacun des éléments mentionnés à l'article 2 de la loi sur l'eau, notamment sur le fonctionnement des écosystèmes aquatiques et des zones humides, sur l'alimentation en eau potable, et sur les autres activités humaines légalement exercées (POS, zones de baignades...). Ce "document d'incidences" est obligatoire. Cependant si, en vertu du décret du 12 octobre 1977 pris pour l'application de l'article de la loi du 10 juillet 1976 relative à la protection de la nature, l'opération est aussi soumise à étude ou à notice d'impacts, un document autonome ne sera pas exigé s'il contient les éléments d'information exigés.

- une note de présentation des moyens de surveillance prévus pour surveiller les effets sur l'eau et les milieux aquatiques, et éventuellement des moyens d'intervention en cas d'incident ou d'accident,
- les plans et cartes utiles à la compréhension du dossier.

2. Envoi de la demande d'autorisation et du dossier correspondant au préfet¹ du lieu de l'implantation de l'ouvrage, en sept exemplaires.

3. Délivrance d'un avis de réception par le préfet².

4. Examen par le préfet de la régularité du dossier de demande d'autorisation.

5. Mise en enquête publique, dans le cadre soit de la procédure de droit commun, soit de la procédure spécifique de la loi de protection de l'environnement³.

6. Procédure de droit commun :

- désignation par le préfet du commissaire enquêteur ou d'une commission d'enquête,
- publication d'avis au public,
- fixation d'un lieu pour l'enquête,
- enquête au cours de laquelle les observations sont consignées sur les registres d'enquête,
- à l'expiration du délai d'enquête, le registre est clos, il y a communication des observations au demandeur par l'enquêteur,
- transmission du dossier d'enquête au préfet avec les conclusions.

7. Procédure spécifique concernant les opérations visées dans la loi de protection de l'environnement :

- saisine (**voir glossaire**) par le préfet du tribunal administratif du lieu de l'opération pour qu'il désigne un commissaire enquêteur ou une commission d'enquête,
- fixation des modalités de l'enquête par arrêté préfectoral, après la désignation du commissaire enquêteur,
- publication d'un avis au public,
- consignation des observations dans le registre d'enquête,
- transmission du dossier d'enquête au préfet avec les conclusions.

8. Dans tous les cas :

Consultation du conseil municipal de chaque commune où a été déposé un dossier d'enquête.

9. parallèlement à l'étape 5, communication par le préfet du dossier de demande d'autorisation :

- pour information, au président de la commission locale de l'eau CLE,
- pour avis, à la personne publique gestionnaire du domaine public,

10. Etablissement par le préfet :

- d'un rapport sur la demande d'autorisation et sur les résultats de l'enquête,

¹ La demande est adressée au préfet du département ou des départements où l'opération doit être réalisée. Mais si plusieurs départements sont concernés, le préfet du département où doit être réalisée l'opération ou la plus grande partie de l'opération est chargé de coordonner la procédure.

² L'avis de réception est un document important puisqu'il constitue le point de départ de la procédure d'instruction de la demande d'autorisation, cette durée peut être évaluée à environ 12 mois.

³ Loi n°83-630 du 12 juillet 1983 relative à la démocratisation des enquêtes publiques et à la protection de l'environnement (c'est le cas des stations d'épuration pouvant traiter un flux de matières polluantes au moins équivalent à celui produit par 10 000 habitants).

- des propositions concernant soit le refus de la demande, soit les prescriptions envisagées.

11. Envoi de ce rapport :

- au comité départemental d'hygiène CDH,
- au demandeur.

12. Réunion du CDH.

13. Etablissement du projet d'arrêté statuant sur la demande.

14. Notification par le préfet du projet d'arrêté au pétitionnaire.

15. Présentation par écrit au préfet, par le pétitionnaire, de ses observations sur le projet d'arrêté.

16. Arrêté préfectoral d'autorisation ou de rejet.

17. Information des tiers :

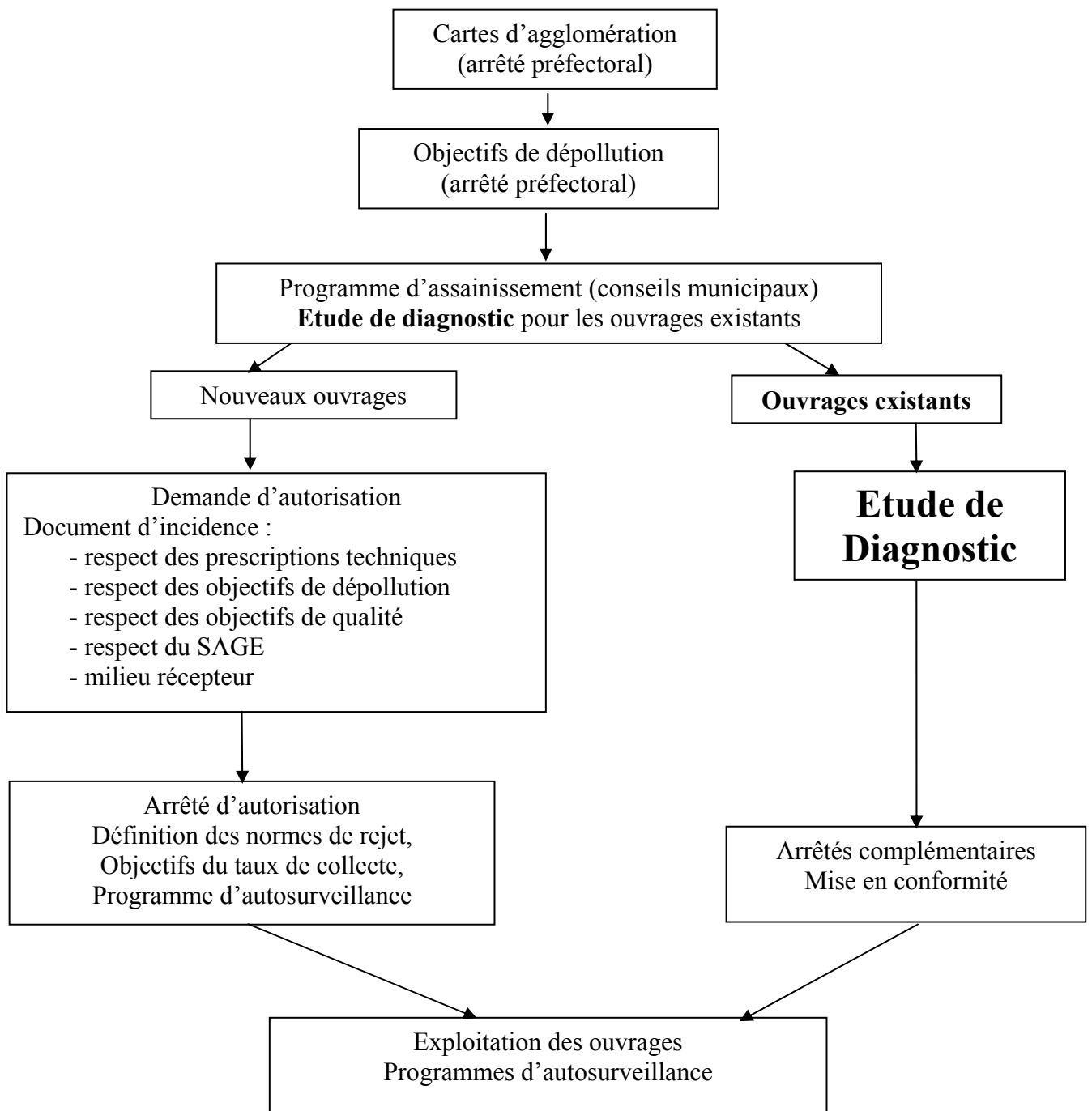
- publication par les soins du préfet :
 - de l'arrêté d'autorisation au recueil des actes administratifs à la préfecture,
 - d'un avis dans deux journaux locaux ou régionaux diffusés dans le département concerné.
- dépôt en mairie d'une copie de l'arrêté d'autorisation, pour consultation,
- affichage en mairie d'un extrait de l'arrêté d'autorisation et des principales prescriptions imposées.

18. Réalisation de l'opération

L'autorisation doit donc fixer de façon précise :

- les prescriptions relatives à la réalisation de l'installation ou à l'exécution des travaux en tenant compte de l'efficacité des techniques disponibles et de leur économie,
- les prescriptions relatives à l'exploitation de l'ouvrage ou à l'exercice de l'activité en tenant compte des objectifs définis dans les schémas d'aménagement et de gestion des eaux (SAGE) et des objectifs de qualité,
- les moyens d'autosurveillance des effets de l'opération ainsi que les contrôles techniques,
- sa durée de validité.

Elle fixe également le nombre moyen de déversements annuels dans le milieu naturel admis sur les déversoirs d'orage.



Assainissement collectif – récapitulatif de la démarche d'autorisation pour les agglomérations (+ de 120 kg DBO5/jour)

FICHE N°6
Etude de diagnostic
(Décret 94-469 du 3 juin 1994, circulaire du 12 mai 1995)

Historiquement, les études diagnostiques ont surtout porté sur la recherche des dysfonctionnements des réseaux par temps sec (eaux parasites, fuites, mauvais branchements) et leurs répercussions négatives sur les stations d'épuration (mauvais rendements, surcoûts de fonctionnement). **Progressivement**, la prise de conscience que les rejets urbains de temps de pluie avaient un impact sur la pollution a conduit à approfondir les études de ce côté.



L'étude du fonctionnement par temps sec et temps de pluie du réseau de collecte doit permettre :

- de **décrire l'ensemble** des secteurs de collecte, souvent individualisés par l'existence d'un déversoir d'orage à leur exutoire,
- de **mesurer** les débits, de **localiser** les arrivées d'eaux claires parasites de différentes origines,
- de **localiser** les principaux rejets directs et les ouvrages de décharge (déversoirs d'orage, trop-plein, dérivation de station..), d'**évaluer** les flux polluants déversés dans le milieu naturel et de **prévoir** l'évolution de ces rejets,
- d'**inventorier** les réhabilitations nécessaires, classées en fonction de leur impact sur le milieu récepteur.

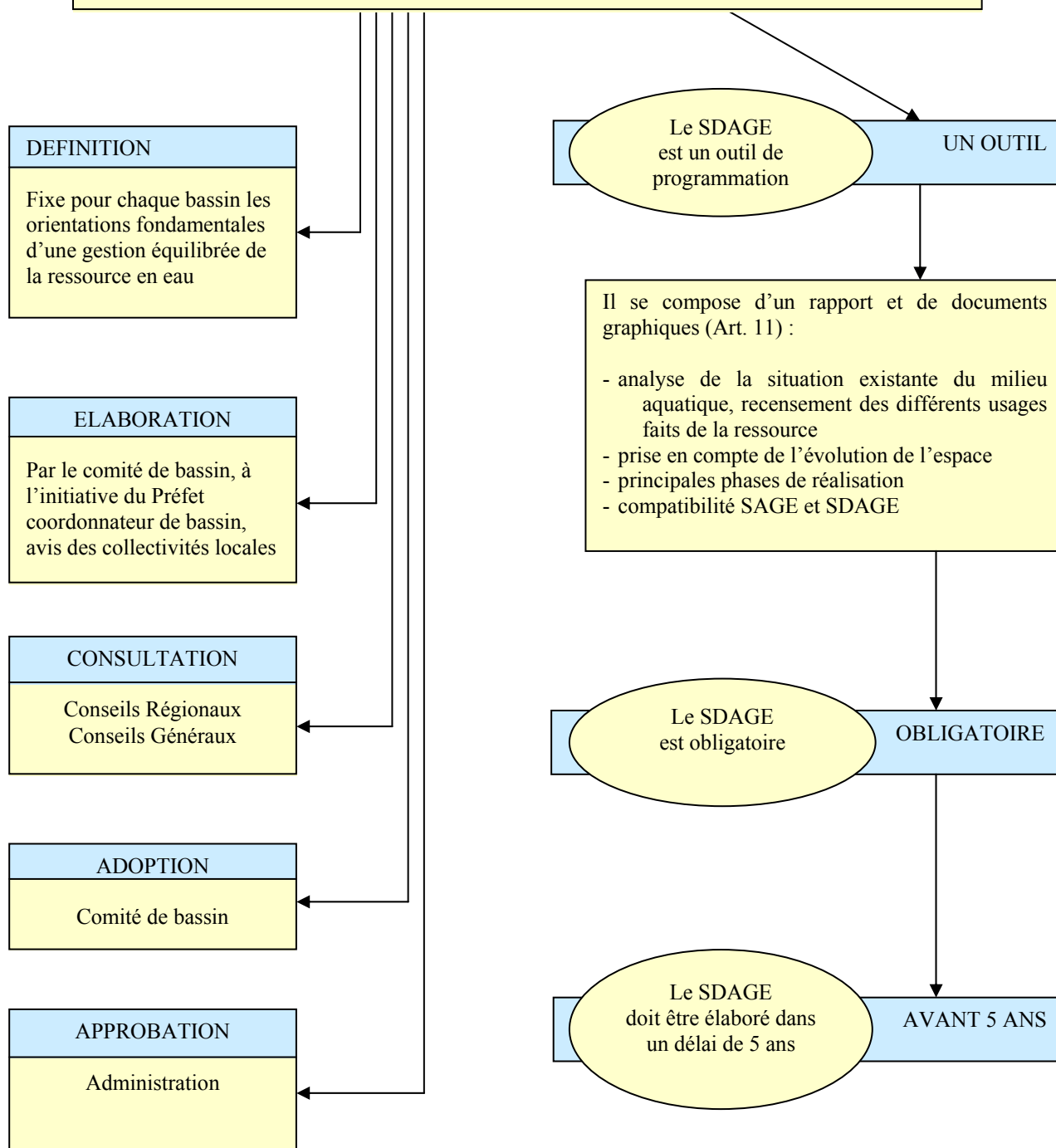


L'étude du fonctionnement du système d'assainissement en période de temps de pluie doit aboutir à la **détermination d'hypothèses** quant à la valeur de la **pluie de référence** qui sera choisie finalement par le maître d'ouvrage à l'issue de l'étude diagnostique. A partir de ces hypothèses seront réalisées des simulations de modifications ou de créations de déversoirs d'orage et de constructions de bassins de rétention (localisation, dimensionnement, caractéristiques de fonctionnement au débit de référence) et de leurs impacts prévisibles sur le milieu naturel.

FICHE N°7 SDAGE

Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux

(Décret n° 92-1042 du 24 septembre 1992 application de
l'article 5 de la loi n°92-3 sur l'eau du 3 janvier 1992)

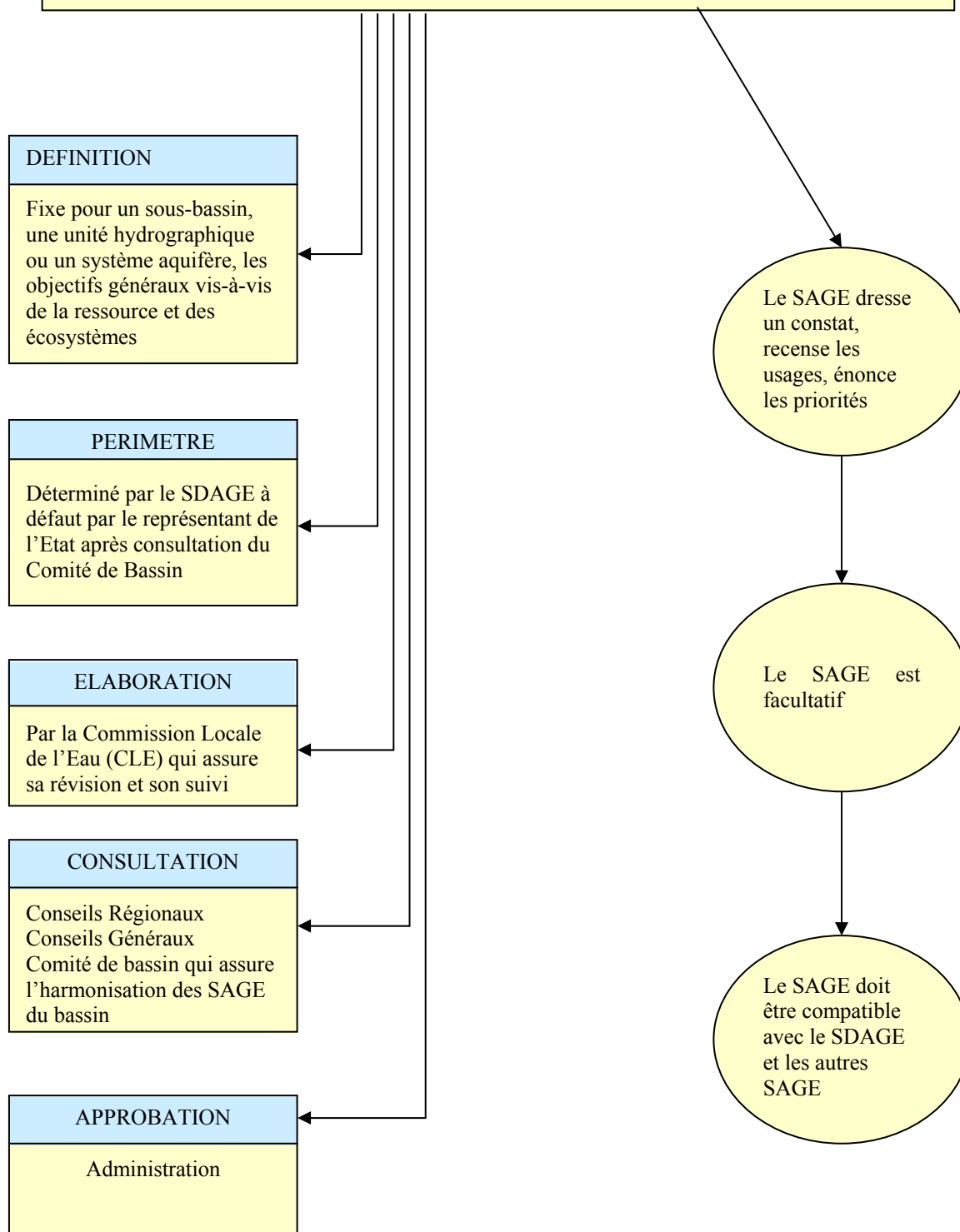


FICHE N°8

SAGE

Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux

(Circulaire n° 92-84 du 15 octobre 1992 portant application du décret n° 92-1042 du 24 septembre 1992, application de l'article 5 de la loi n°92-3 sur l'eau du 3 janvier 1992)



FICHE N°9

Le d'éversoir d'orage et son environnement

Référence :

BEZIAT A., 1997, *Classification et typologie des déversoirs d'orage*, Mastère Eau Potable et Assainissement (ENGEES).

Ces données concernent de façon non exhaustive :

- la zone d'étude :

- topographie
- urbanisation actuelle et prévisible
- population
- industries présentes
- consommation en eau potable...

- le réseau de collecte existant autour du DO :

- tracé, sections, pentes, côtes, raccordements, rejets industriels, mesures
- autres ouvrages annexes de la STEP (avaloirs, bassins de stockage, postes de relèvement, siphons, exutoires...

- le milieu naturel récepteur :

- hydrologie, profil, sections
- qualité (faune/flore), objectifs de qualité

- l'environnement de l'ouvrage

- la climatologie locale : pluviométrie, température
- le contexte géologique et hydrogéologique : nature des couches, position et variation des nappes, utilisation de la ressource

Ces données peuvent être analysées à partir de documents existants comme :

- plans et cartes, photos aériennes récentes
- études antérieures (assainissement, urbanisme, environnement...)
- notice de fonctionnement (usine d'épuration, ouvrages existants)
- conventions spéciales de déversement passées avec les industriels
- plan d'occupation des sols
- bases de données locales (consommation d'eau potable, données pluviographiques).

FICHE N°10

Fiche d'identité de l'ouvrage

Référence :

BEZIAT A., 1997, *Classification et typologie des déversoirs d'orage*, Mastère Eau Potable et Assainissement (ENGEES).

Localisation :

Nom de l'usine d'épuration du DO concerné, code usine

Lieu

Commune d'implantation

Région

Désignation du DO

Année de construction

Numéro de regard

Intervenants :

Maître d'ouvrage (adresse, téléphone, fax)

Bureau d'étude (adresse, téléphone, fax)

Exploitant (adresse, téléphone, fax)

Police de l'eau chargée du milieu récepteur des rejets du système d'assainissement.

Caractéristiques du réseau :

Type de réseau

Pente moyenne du réseau

Cote du terrain naturel (NGF)

Matériau des conduites

Emplacement précis du point de rejet

Documents descriptifs de l'ouvrage :

- plan de construction précis contenant les informations suivantes :

- l'échelle
- les diamètres des conduites en mm
- les différentes dimensions de l'ouvrage en m
- la forme des seuils, les hauteurs de seuil en cm
- les côtes et pentes de l'ouvrage

- vue en plan, coupe, vue en 3 dimensions

Remarques particulières :

- le DO est-il dans un regard circulaire ? Diamètre de ce regard ?

FICHE N°11

Critères géométriques pour identification précise des déversoirs

Référence :

BEZIAT A., 1997, *Classification et typologie des déversoirs d'orage*, Mastère Eau Potable et Assainissement (ENGEES).

Mise en place d'un système de coordonnées de points :

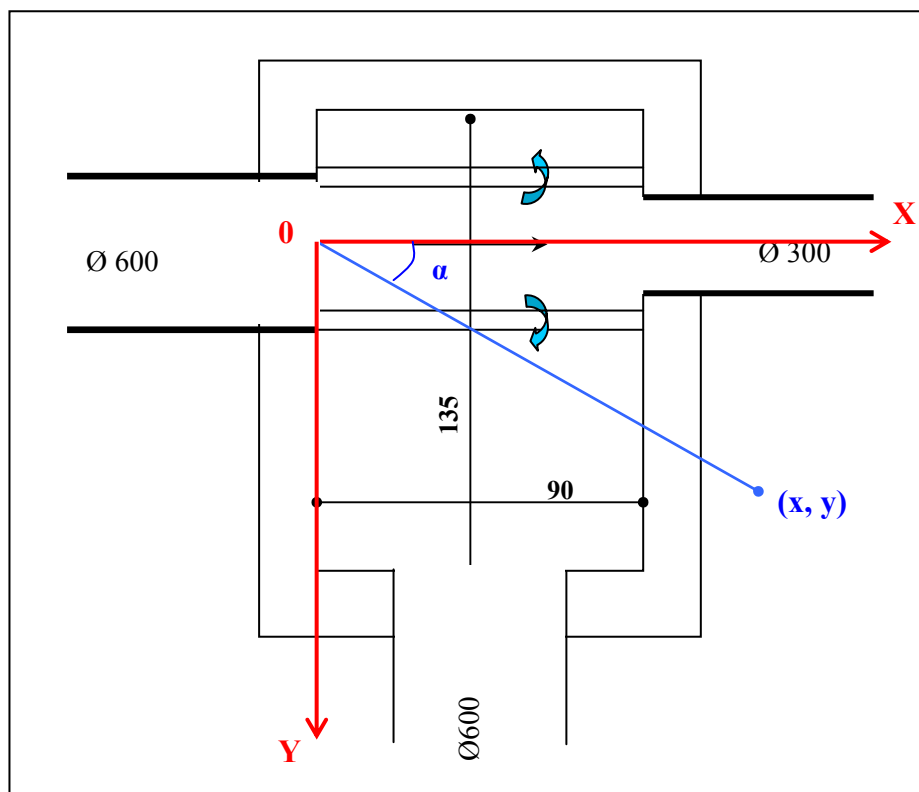
Pour chaque élément, des coordonnées de points caractéristiques sont relevées par rapport à un repère (Oxyz). L'axe des x est placé dans le sens de l'écoulement (cette orientation peut être modifiée pour des déversoirs particuliers). Les coordonnées (xy) donnent la position des différents éléments dans le plan. Les coordonnées en z permettent d'obtenir une représentation dans l'espace, utile pour la caractérisation des pentes de l'ouvrage.

Mise en place d'un repère pour mesurer les angles dans le plan :

Les mesures sont réalisées par rapport au sens de l'écoulement principal, et permettent de positionner les éléments du déversoir par rapport au repère et entre eux.

La description du DO sous forme de coordonnées de points et d'angles permet d'un point de vue théorique la représentation complète de l'ouvrage étudié.

La description fine du DO nécessite l'intégration de nombreux paramètres.



Exemple de repère pour une description systématique du DO.

Les tableaux des pages suivantes présentent des ratios qui permettent de réaliser une description géométrique détaillée d'un déversoir d'orage.

Paramètres	Utilisations
Nombre de parements	Le nombre de parements va nous renseigner sur le nombre de déversements possibles dans le déversoir.
$\frac{\text{Hauteur du parement}}{\text{Diamètre aval}}$	Indication sur la possibilité de mise en charge de la conduite aval. Si le rapport est supérieur à 1 (pour un seuil haut), la conduite aval sera mise en charge alors que le déversement n'aura pas commencé. Si le rapport est inférieur à 1 (seuil bas), le déversement débutera avant que la conduite aval ne soit mise en charge.
$\frac{\text{Longueur du parement}}{\text{Diamètre amont}}$	La longueur du parement nous renseigne sur la variation possible de la ligne d'eau le long du seuil. Une variation de la ligne d'eau sera d'autant plus envisageable que la longueur du seuil sera importante. Le rapport avec la conduite amont informe sur la hauteur d'eau pouvant arriver sur le seuil. Si le rapport est faible, lors d'un débit amont important, la hauteur sur le seuil pourra être élevée et la ligne d'eau subir une forte variation.
$\frac{\text{Diamètre aval}}{\text{Diamètre amont}}$	Ce rapport traduit un potentiel théorique d'écoulement dans le déversoir. Le diamètre aval étant généralement plus faible que le diamètre amont, plus ce rapport sera proche de 1, moins le déversoir aura une capacité d'évacuation importante. Ce rapport peut être combiné au précédent pour fournir une information sur le fonctionnement du déversoir.
$\frac{\text{Diamètre de décharge}}{\text{Diamètre amont}}$	Ce rapport traduit un potentiel théorique d'évacuation.
Angle de la crête par rapport à la conduite amont	Il traduit la trajectoire théorique de l'écoulement dans le DO et donc le type de déversement probable. En effet, le déversement sera différent suivant que le vecteur vitesse de l'effluent entrant dans le DO reste parallèle au seuil ou présente un angle non nul avec celui-ci.
Angle de la crête par rapport à la conduite aval	Cet angle traduit la possibilité d'une influence aval. En effet, un angle très important entre la crête et la conduite aval pourrait entraîner une difficulté d'écoulement de l'effluent.
Angle de la conduite déversante par rapport à la conduite amont	Cet angle traduit également une possibilité de gêne de l'écoulement si l'angle est très important, et donc aura une influence sur le fonctionnement de l'ouvrage.

$\frac{\text{Rayon de courbure moyen}}{\text{Diamètre amont}}$	<p>Ce rapport est une façon de traduire l'angle de la crête pour les seuils qui ne sont pas rectilignes. En effet, plus le rayon de courbure moyen sera important, plus le vecteur vitesse fera un angle important avec le seuil.</p>
$\frac{\text{Largeur maximale de la canalisation de débit conservé}}{\text{Diamètre amont}}$	<p>Ce rapport permet de savoir s'il existe un rétrécissement dans le déversoir au niveau de l'arrivée de la conduite amont. Si le rapport est supérieur à 1, on a un élargissement : la vitesse de l'eau va diminuer dans la canalisation de débit conservé. Si le rapport est inférieur à 1, on a un rétrécissement et la vitesse va augmenter dans la canalisation de débit conservé. Si le rapport est égal à 1, la canalisation de débit conservé est la continuité de la conduite amont, donc il n'y aura pas de variation de vitesse.</p>
$\frac{\text{Épaisseur du seuil}}{\text{Diamètre amont}}$	<p>Ce rapport peut donner des renseignements sur le type de nappes d'eau passant sur le seuil. Un faible rapport favorise une condition de nappe libre, alors qu'un rapport important est plutôt favorable à une nappe adhérente.</p>
$\frac{\text{Épaisseur du seuil}}{\text{Hauteur du seuil}}$	<p>Une épaisseur importante peut voir varier la forme de la ligne d'eau.</p>
$\frac{\text{Largeur maximale de la chambre de déversement}}{\text{Diamètre amont}}$	<p>Ce rapport traduit un potentiel théorique de déversement.</p>
$\frac{\text{Largeur maximale de la chambre de déversement}}{\text{Longueur du seuil}}$	<p>Ce rapport traduit un potentiel théorique de déversement en y intégrant le seuil.</p>

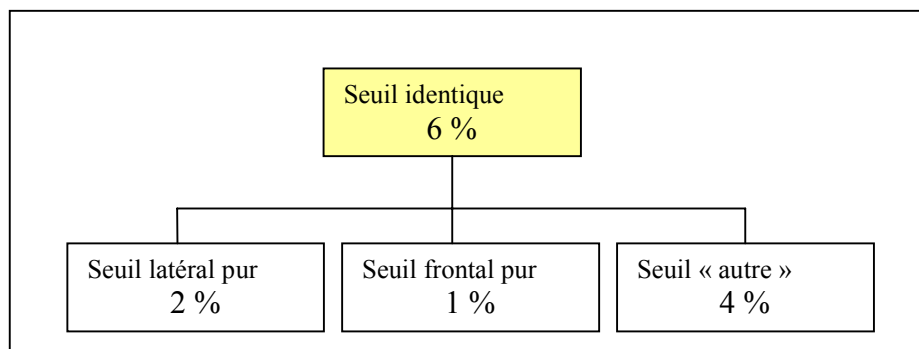
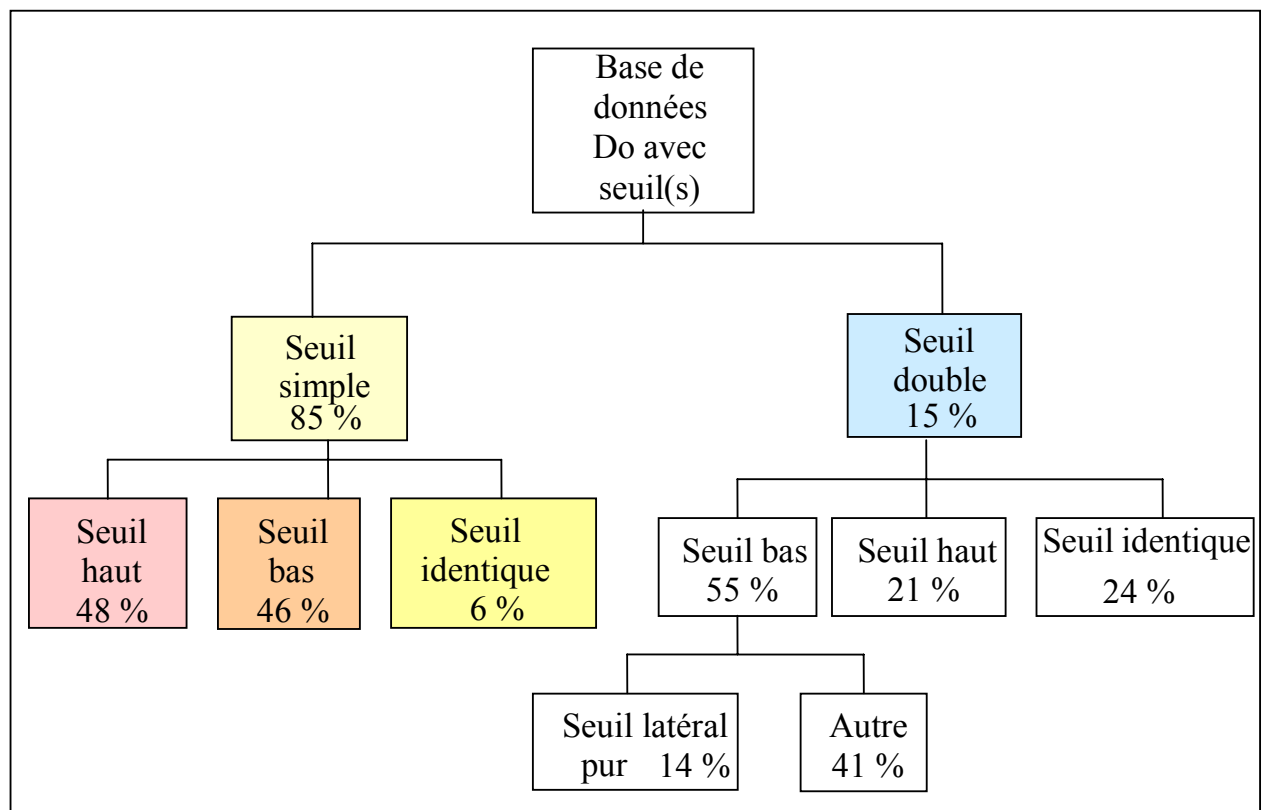
FICHE N°12

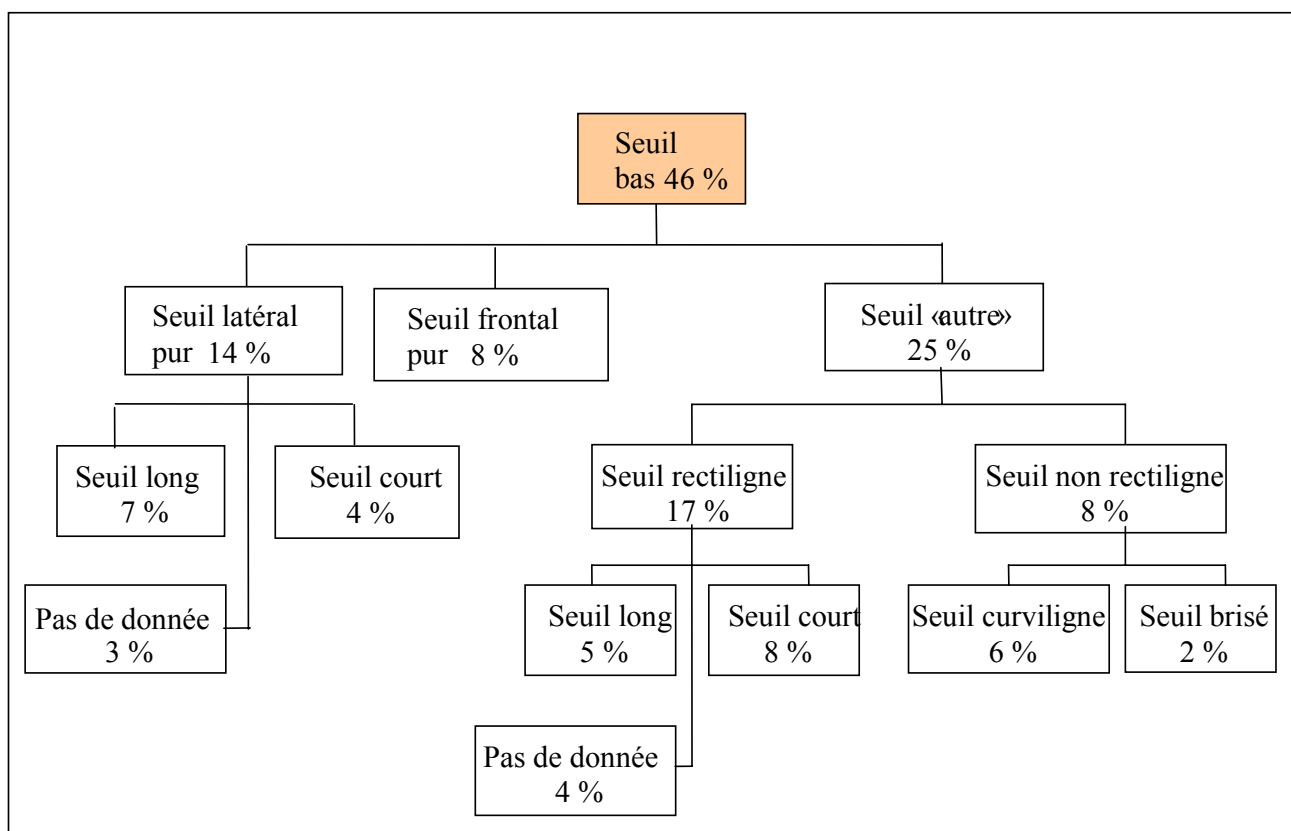
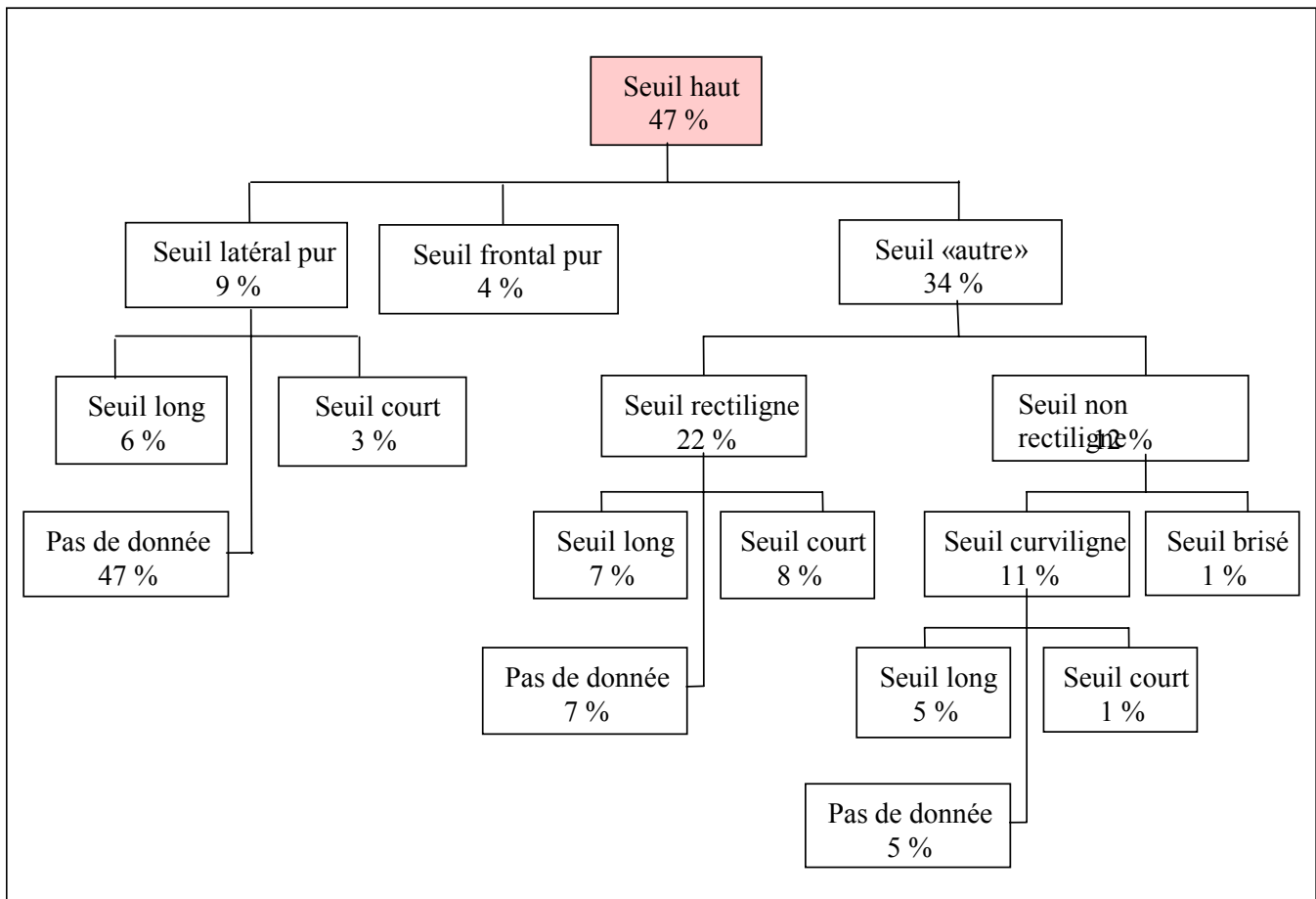
Enquête menée en 1997 sur 500 DO

Référence :

BEZIAT A., 1997, *Classification et typologie des déversoirs d'orage*, Mastère Eau Potable et Assainissement (ENGEES).

Voici les résultats obtenus sur une étude menée sur près de 500 déversoirs d'orage avec seuil (dont 200 d'entre eux ont présenté assez de données pour être comptabilisés dans les statistiques). (Pour plus d'informations, se rapporter au rapport d'A. Béziat, Classification et typologie des déversoirs d'orage, 1997).





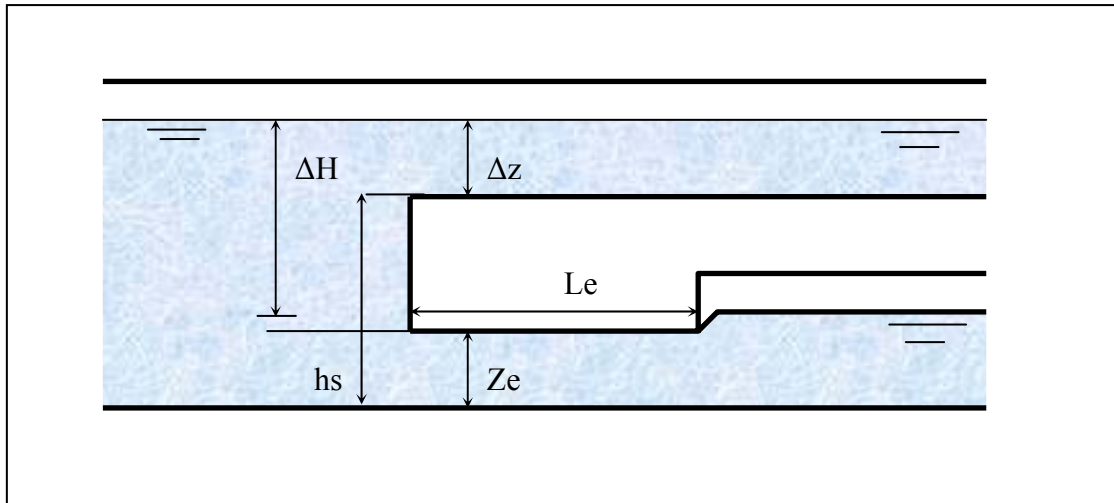
FICHE N°13

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Déversoir frontal à seuil haut

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.



Vue en coupe du déversoir frontal à seuil haut.

Abréviations :

Ze : hauteur de l'étranglement	Le : longueur de l'étranglement
Δz : hauteur d'eau dans la branche déversante	Ve : vitesse moyenne de l'écoulement dans l'étranglement
ΔH : perte de charge	Rhe : rayon hydraulique de l'étranglement
Se : section de l'étranglement	Hs : hauteur du seuil par rapport au fond
λ : coefficient de pertes de charge linéaires	

Lors d'un déversement, l'étranglement est en charge et la perte de charge est la suivante :

$$\Delta H = \frac{\lambda V_e^2 L_e}{8g \cdot R_{he}}$$

Equation de Bernoulli généralisée :

$$Q_{prin} = V_e \cdot S_e = 2S_e \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot \Delta H \cdot R_{he}}{\lambda \cdot L_e}}$$

Avec $\Delta H = h_s - Z_e + \Delta z$

Débit minimum provoquant un déversement :

$$Q_{prin. \min} = V_e \cdot S_e = \sqrt{\frac{2g(h_s - Z_e) \cdot R_{he}}{\lambda L_e}}$$

Quand on a dépassé le débit minimum, on calcule les débits principaux et déversés en suivant la méthode ci-dessous :

- 1) Initialisation des paramètres : calcul Z_{amont} à partir du débit principal amont par la formule de Manning-Strickler et $\Delta H = h_s - Z_e$
- 2) On effectue la procédure de calcul itératif suivante :

$$Q_{\text{conservé}} = 2Se \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot \Delta H \cdot R_{he}}{\lambda L_e}}$$

$$Q_{\text{dev}} = Q_{\text{amont}} - Q_{\text{conservé}}$$

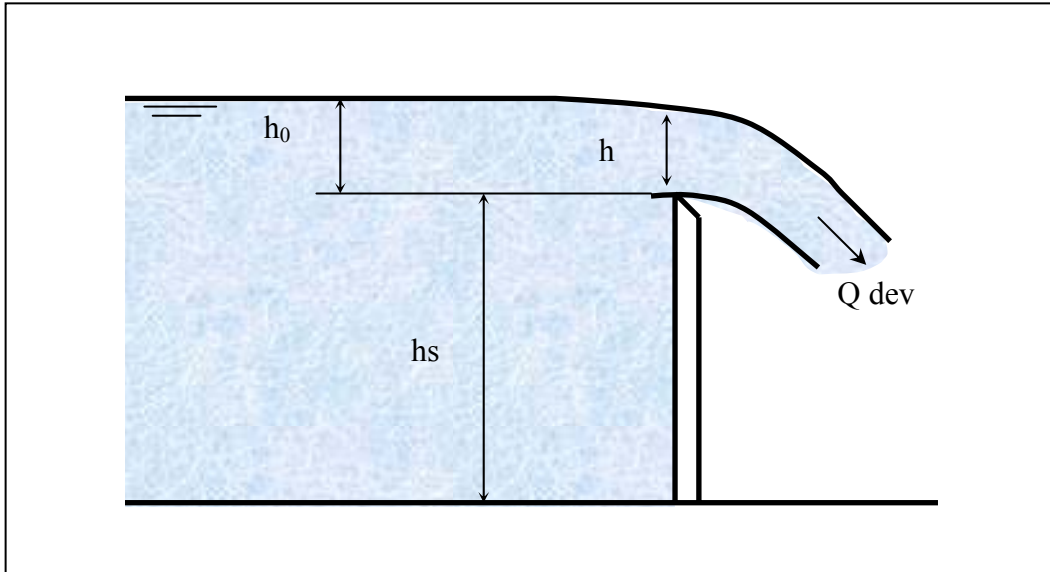
- Calcul de Δz à partir de Q_{dev} par Manning-Strickler
- On recommence au début de la procédure avec $\Delta H = \Delta z + h_s - Z_e$ jusqu'à ce que Z_{amont} et $h_s + \Delta z$ soient suffisamment proches.

FICHE N°14

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs Déversoir frontal à seuil bas, seuil mince rectangulaire sans contraction latérale nappe libre

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.



Vue en coupe du déversoir rectangulaire à seuil mince.

Abréviations :

<p>g : accélération de la pesanteur (généralement, $9,81 \text{ m/s}^2$)</p> <p>Q_{dev} : débit déversé</p> <p>h_0 : hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil (m)</p>	<p>m : coefficient pondérateur du débit (m^3/s)</p> <p>V_0 : vitesse à l'amont (m/s)</p> <p>L : largeur du seuil (m)</p> <p>h : hauteur de la ligne d'eau par rapport au seuil (m)</p> <p>h_s : hauteur du seuil par rapport au fond (m)</p>
--	--

Poleni :

$$Q_{dev} = mLh_0\sqrt{2gh_0}$$

Avec $V_0^2 \ll h$ (vitesse d'écoulement faible).

Et m variant suivant différentes hypothèses :

- d'après BAZIN dans le cas d'un canal amont rectiligne de grande longueur, avec les limites suivantes :

$0,008\text{m} < h_0 < 0,70\text{m}$; $L > 4h_0$ et $0,2\text{m} < h_s < 2\text{m}$:

$$m = \left(0,405 + \frac{0,003}{h_0} \right) \left(1 + 0,55 \left(\frac{h_0}{h_0 + h_s} \right)^2 \right)$$

- d'après la SIA (Société suisse des Ingénieurs et Architectes), dans le cas d'un canal de faible longueur, à fond horizontal et dispositif de régulation de vitesses (grilles..) :

$0,025\text{m} < h_0 < 0,80\text{m}$; $L > 0,3\text{m}$; $0,3\text{m} < h_s$ et $h_0 < h_s$:

$$m = 0,410 \left(1 + \frac{1}{1000h_0 + 1,6} \right) \left[1 + 0,5 \left(\frac{h_0}{h_0 + h_s} \right)^2 \right]$$

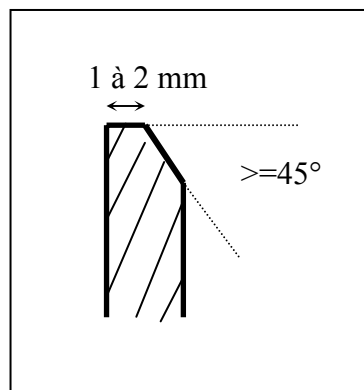
Bazin :

Pour tenir compte de l'influence de la vitesse V_0 , Bazin remplace h_0 de la formule de Poleni par H_0 tel que :

$$H_0 = h_0 + \alpha \sqrt{\frac{V_0^2}{2g}}$$

Avec $m = 0,418 + 0,012 H_0/h_s$ avec pour limites $0,03 < H_0/h_s < 2,5$ et $\alpha = 1$

Rehbock :



Vue en coupe du déversoir de type Rehbock.

Dans ce cas, on a :

$$Q_{dev} = mLH_e \sqrt{2gH_e}$$

Avec $H_e = h_0 + 0,0011$ et $m = 0,4023 + 0,0542.H_e/h_s$ et $h_0 > 0,05\text{m}$.

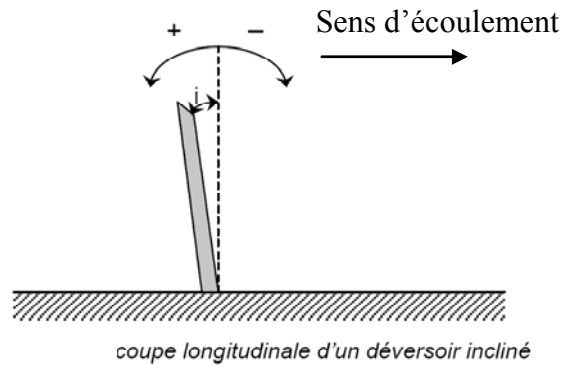
Cas des seuils inclinés :

On considère un déversoir à crête mince et nappe libre dont la crête est perpendiculaire à l'axe du canal mais le plan du déversoir est incliné d'un angle i . La théorie de Boussinesq prévoit que le débit que l'on observe est égal au débit que l'on obtiendrait avec le déversoir vertical de même caractéristique multiplié par le coefficient K suivant :

$$Q_{dev} = K m L h_0 \sqrt{2gh_0}$$

$$K = 1 - 0.3902 \cdot (i/180)$$

avec i exprimé en degrés, compté positivement si le déversoir est incliné vers l'amont (débit diminué), négativement si l'inclinaison est vers l'aval.

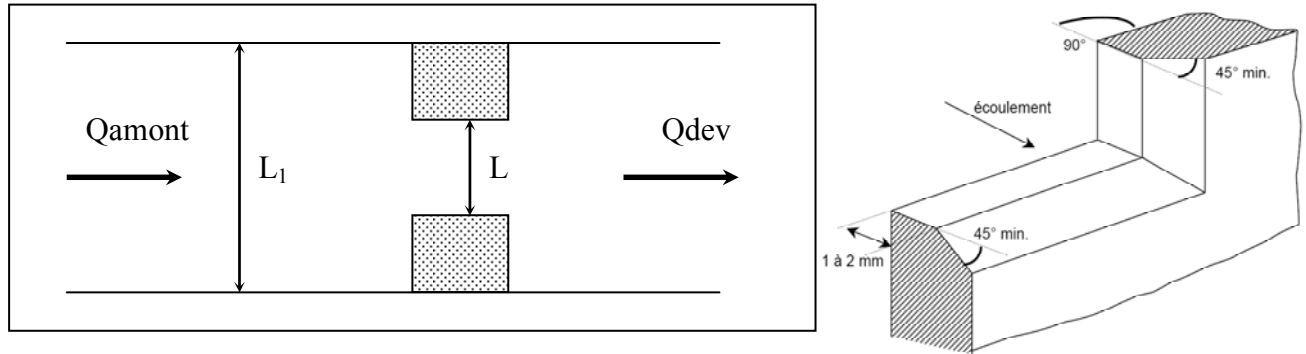


FICHE N°15

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs Déversoir frontal à seuil bas, seuil mince rectangulaire à contraction latérale, nappe libre

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.



Vue de dessus du déversoir à contraction latérale.

Abréviations :

L : largeur du seuil (m)	h_0 : hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil (m)
L_1 : largeur de la conduite amont (m)	h_s : hauteur du seuil par rapport au fond (m)
m : coefficient pondérateur du débit	

Francis :

$$Q_{dev} = 1,83(L - 0,2h_s)h_0^{\frac{3}{2}}$$

Hégly :

$$Q_{dev} = mLh_0\sqrt{2gh_0}$$

La même formule est utilisée pour le calcul du débit pour les déversoirs à seuil mince sans contraction latérale, seuls varient le coefficient m et les limites d'utilisation :

$$m = \left(0,405 + \frac{0,0027}{h_0} - 0,03 \frac{L_1 - L}{L_1} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{Lh_0}{L_1(h_0 + h_s)} \right)^2 \right]$$

Avec les limites suivantes :

$$0 < (L_1 - L)/L_1 < 0,9 \text{ et } 0,4\text{m} < h_s < 0,8\text{m} ; 0,4\text{m} < L < 1,8\text{m} ; 0,1 < h_0 < 0,6\text{m}.$$

La **SIA** ou formule de **Nonclercq** propose pour m :

$$m = \left[0,3853 + 0,0246 \left(\frac{L}{L_1} \right)^2 + \frac{2,410 - 2 \left(\frac{L}{L_1} \right)^2}{1000h_0 + 1,6} \right] \left[1 + 0,5 \left(\frac{L}{L_1} \right)^4 \left(\frac{h_0}{h_0 + h_s} \right)^2 \right]$$

Avec les limites suivantes :

$$(L_1/L)0,025 < h_0 < 0,8m ; 0,3m < h_s ; h_0 < h_s ; 0,3 < (L/L_1) < 0,8$$

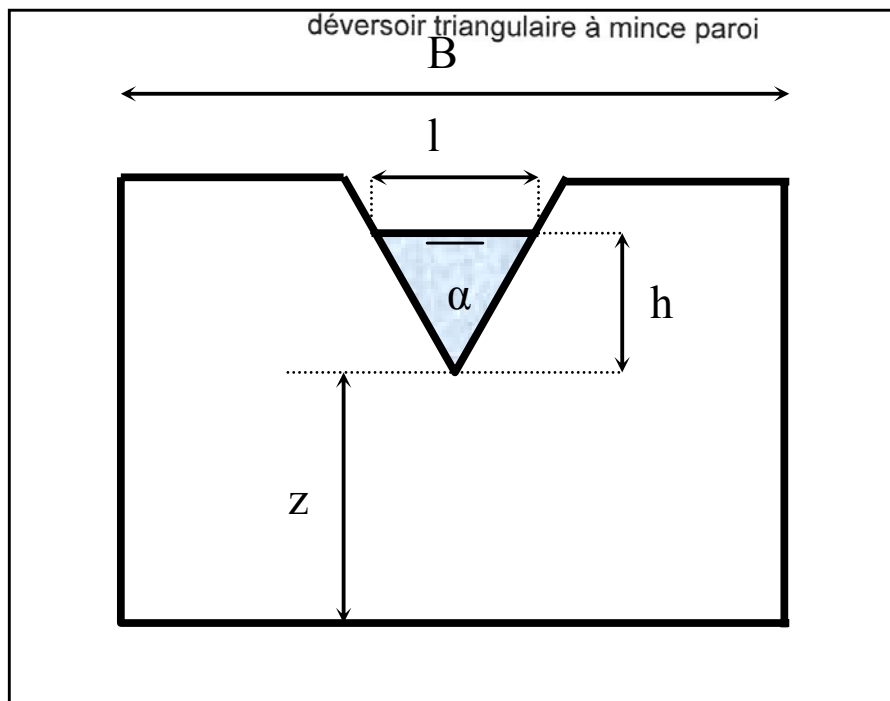
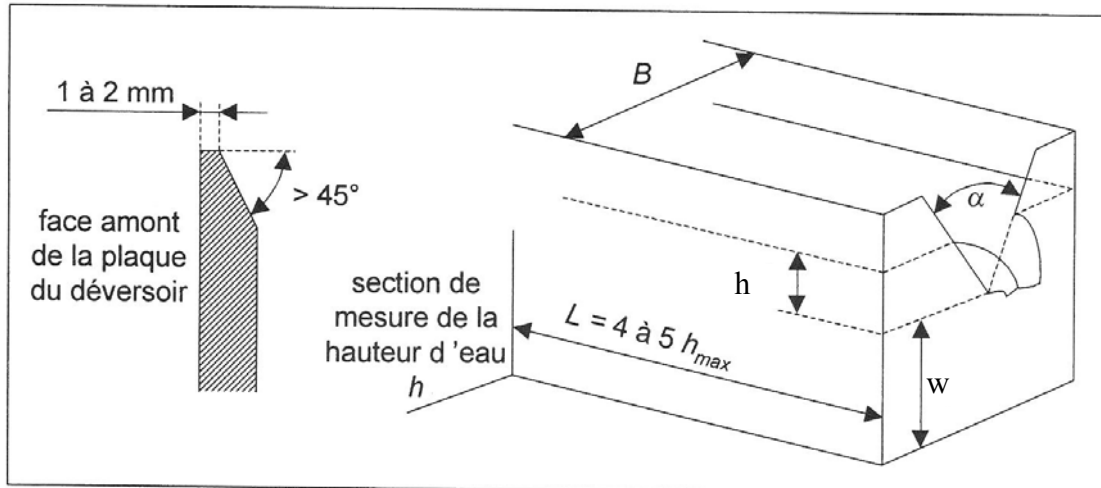
FICHE N°16

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Déversoir frontal à seuil mince triangulaire, nappe libre

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.



Déversoir triangulaire vue de face.

Abréviations :

h : hauteur d'eau au droit du seuil (m)	z : hauteur du seuil par rapport au fond
h_0 : différence entre ligne d'eau en mont et le seuil (m)	μ : coefficient de seuil
l : largeur superficielle (m)	C_e : coefficient de débit
α : angle (rad)	k_h : longueur tenant compte de l'influence de la tension superficielle et de la viscosité

Heyndrickx :

$$Q_{dev} = \frac{8\mu}{15} \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) h_0^2 \sqrt{2gh_0}$$

Avec :

$$\mu = \left(0,5775 + 0,214h_0^{-1,25}\right) \left(1 + \frac{h_0^2}{l^2(h_0 + z)^2}\right)$$

Ce coefficient est généralement compris entre 0,58 et 0,62.

Gourley et Crimp :

$$Q_{dev} = 1,32 \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) h_0^{2,47}$$

Thomson :Pour $\alpha = 90^\circ$ et $0,05\text{m} < h_0 < 0,18\text{m}$:

$$Q_{dev} = 1,42 h_0^{\frac{5}{2}}$$

Cone :Pour $28^\circ < \alpha < 90^\circ$ et $0,06\text{m} < h_0 < 0,41\text{m}$:

$$Q_{dev} = \left(0,3065 \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) + 0,0031\right) h_0^{\frac{5}{2}} \sqrt{2g} (3,28h_0)^{\frac{-0,0195}{0,75 \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right)}}$$

Et pour le cas où $\alpha = 90^\circ$:

$$Q_{dev} = 0,303 h_0^{-0,02} \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \sqrt{2g} h_0^{\frac{5}{2}}$$

Comme formule pratique, on peut utiliser la relation de **Hager** avec $14^\circ \leq \alpha \leq 100^\circ$:

$$Q = \frac{8}{15} C_d \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) (2gh^5)^{\frac{1}{2}}$$

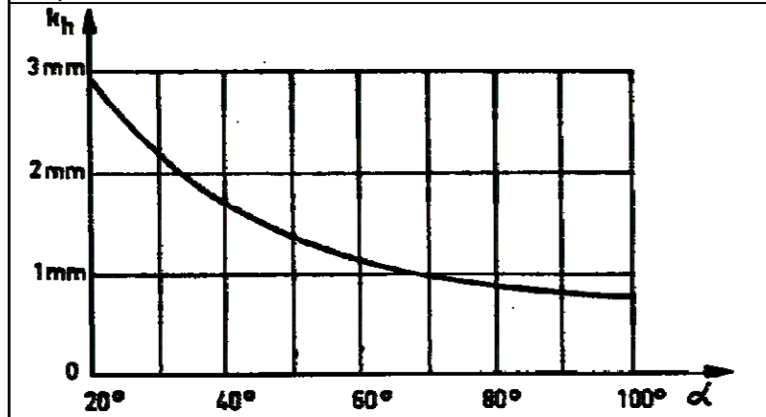
$$C_d = \frac{1}{\sqrt{3}} \left[1 + \frac{\left(h^2 \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right)^2}{3B(h+w)} \right] \left[1 + \frac{0,66}{h^{\frac{1}{2}} \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \right]$$

Kindsvater (méthode recommandée par l'Association Internationale de Normalisation) :

Pour $25^\circ < \alpha < 100^\circ$ et $0,05\text{m} < h_0 < 0,6\text{m}$; $z < 0,1\text{m}$; $B < 0,6\text{m}$:

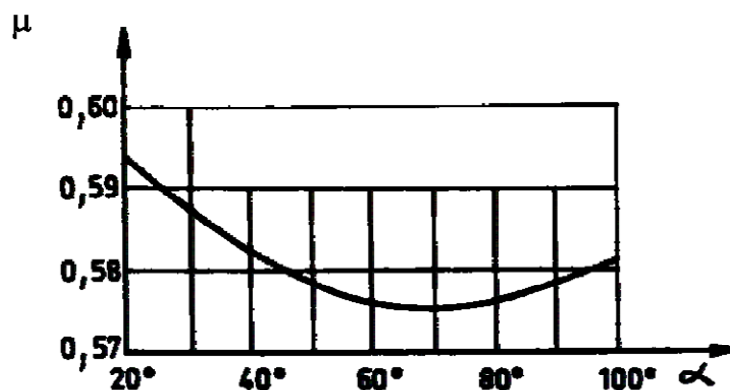
$$Q_{\text{dev}} = \mu \frac{8}{15} \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \sqrt{2g} (h_0 + k_h)^{\frac{5}{2}}$$

K_h : longueur tenant compte de la tension superficielle et de la viscosité



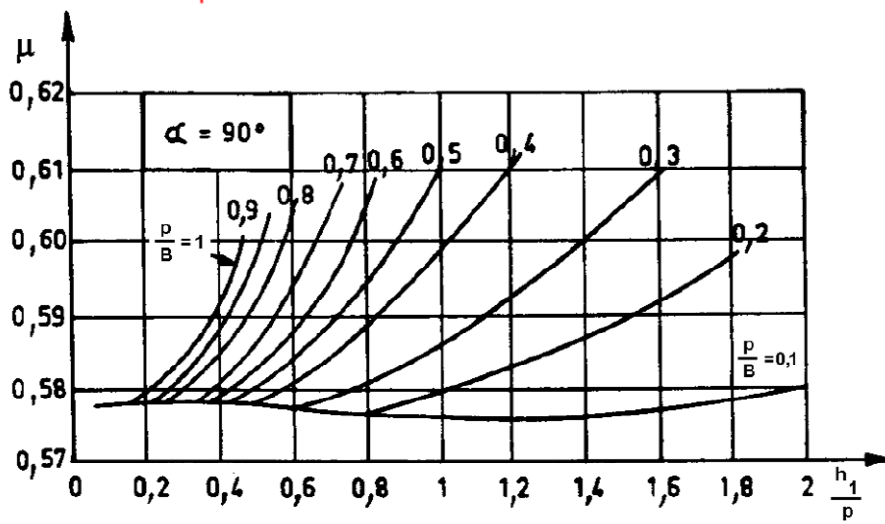
valeurs de K_h (en mm) avec α quelconque

μ : coefficient de débit pour $h_0/z \leq 0,4$; $z/B \leq 0,2$



Si $h_0/z \leq 0,4$; $z/B \leq 0,2$

seulement pour $\alpha=90^\circ$



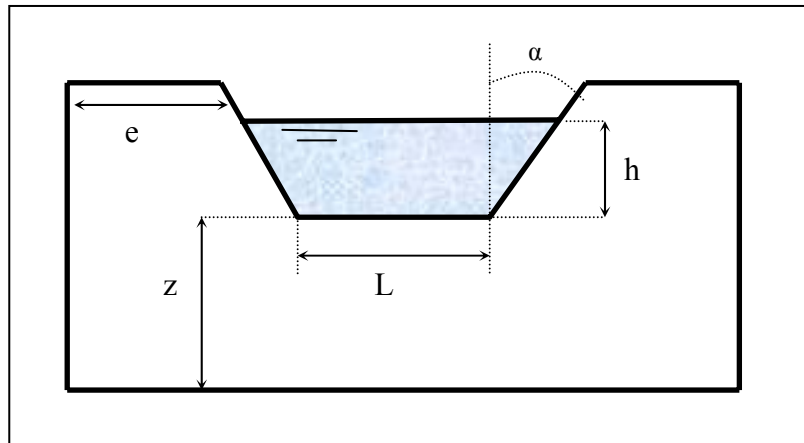
FICHE N°17

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Déversoir frontal à seuil mince à seuil trapézoïdal, nappe libre

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.



Déversoir à seuil trapézoïdal, vue de face.

Abréviations :

<p>h : hauteur d'eau au droit du seuil (m) h₀ : différence entre ligne d'eau en mont et le seuil (m) α : angle (rad)</p>	<p>z : hauteur du seuil par rapport au fond μ : coefficient de seuil L : largeur du seuil (m)</p>
---	---

Gourley et Crimp :

$$Q_{dev} = 1,32h_0^{2,47} \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) + 1,69 h_0^{1,47} L^{1,02}$$

Cipoletti :

Cas particulier d'un déversoir tel que $\operatorname{tg}(\alpha)=0,25$ et $0,08\text{m} < h_0 < 0,60\text{m}$; $2h_0 < e$; $3h < L$ et $3h_0 < z$:

$$Q_{dev} = 1,86Lh_0^{1,5}$$

Déversoir à profil convergent : (la grande base se trouve en bas)

$$Q_{dev} = \frac{2}{3} \mu l h_0 \sqrt{2gh} \left(1 - \frac{4}{5} \frac{h_0}{L} \operatorname{tg} \alpha\right)$$

avec μ voisin de 0,422

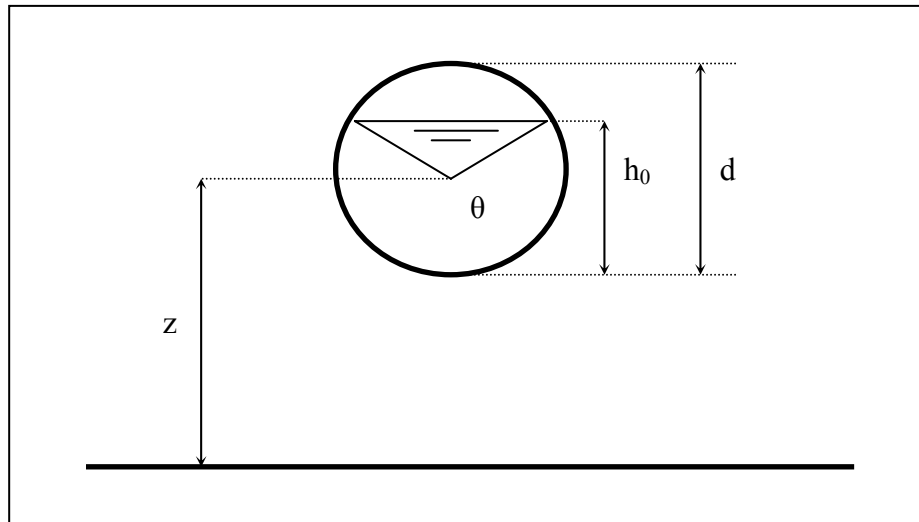
FICHE N°18

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Déversoir frontal à seuil mince à seuil circulaire, nappe libre

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.



Déversoir circulaire, vue de face.

Abréviations :

h : hauteur d'eau au droit du seuil (m)	z : distance du centre du déversoir au fond du canal
h ₀ : différence entre ligne d'eau en amont et le seuil (m)	μ, C, K : coefficients d'ajustement
θ : angle (rad)	L : largeur du seuil (m)
d : diamètre (m)	L ₁ : largeur de la conduite amont (m)
S _M : Surface mouillée	S _C : surface du cercle

Stauss et Von Sanden :

$$Q_{dev} = CKd^{\frac{5}{2}}$$

Avec K donné par la formule de Ramponi :

$$K = 3,203 \left(\frac{h_0}{d} \right)^{1,975} - 0,842 \left(\frac{h_0}{d} \right)^{3,78}$$

Et C donné par la formule de **Stauss** :

$$C = \left[0,555 + \frac{d}{110h_0} + 0,041 \frac{h_0}{d} \right] \left(\frac{2d}{L_1} \right)^{0,0625}$$

Ou la formule de Jorissen :

$$C = \left(0,558d^{-0,025} + 0,085 - \frac{S_M}{10dh_0} \right) \left[1 + \left(\frac{S_M}{S_C} \right)^2 \right]$$

Avec $S_M = \frac{d^2}{8}(\theta - \sin \theta)$ $\theta = 4 \text{Arcsin} \sqrt{\frac{h_0}{d}}$ $S_C = \frac{\pi d^2}{4}$

Dans les limites suivantes : $0,1\text{m} < d < 1\text{m}$ et $L_1 < 2z$.

Hégly :

$$Q_{dev} = \mu S_M \sqrt{2gh_0}$$

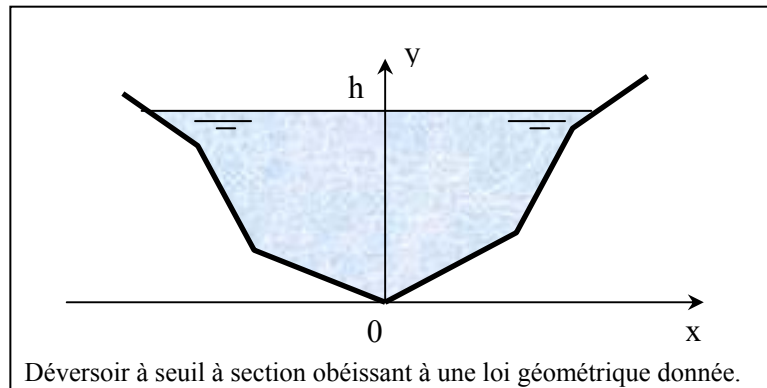
Avec : $\mu = \left(0,350 + \frac{2}{1000h_0} \right) \left[1 + \left(\frac{S_M}{S_C} \right)^2 \right]$

FICHE N°19

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs Déversoir frontal à seuil mince à section obéissant à une loi géométrique donnée, nappe libre

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.

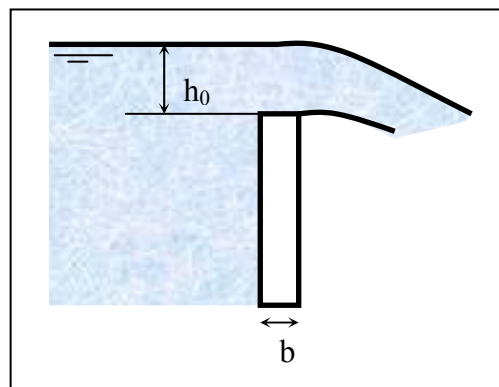


Dans le cas d'un déversoir ayant un seuil obéissant à la loi $x=f(y)$, l'expression du débit est :

$$Q_{dev} = 2\mu\sqrt{2g} \int_0^{h_0} f(y) \sqrt{h_0 - y} dy$$

μ est un coefficient qui permet de tenir compte de la contraction de la nappe à la traversée du déversoir.

Déversoirs frontaux à poutrelles, nappe libre



Abréviations :

b : épaisseur de la poutrelle en crête de la lame déversoir	h_0 : hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil (m)
m, K : coefficients d'ajustement	h_s : hauteur du seuil par rapport au fond (m)
L : largeur du seuil (m)	

Formule de Bazin et de la Société Belge des mécaniciens :

$$Q_{dev} = KmLh_0\sqrt{2gh_0}$$

Avec : $K = 0,7 + 0,185\frac{h_0}{b}$

Et : $m = 0,41\left(1 + \frac{0,0018}{h_0}\right)\left[1 + 0,55\left(\frac{h_0}{h_0 + h_s}\right)^2\right]$

Cette formule est valable pour :

$$0,10\text{m} < h_0 < 0,80\text{m}$$

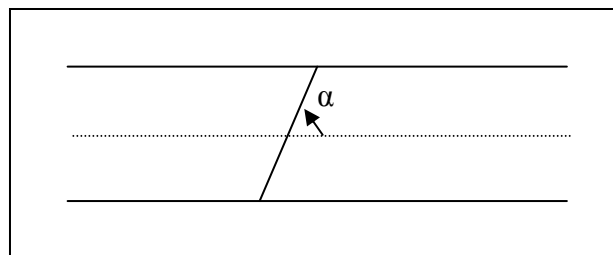
$$0,30\text{m} < h_s < 1,50\text{m}$$

$$0,03\text{m} < b < 0,23\text{m}$$

$$h_0 < h_s$$

Déversoirs frontaux à seuil oblique, nappe libre

C'est un déversoir vertical dont la crête est disposée obliquement par rapport à l'axe longitudinal du canal dans lequel il est placé.



Vue en plan d'un déversoir oblique.

Abréviations :

h_0 : hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil (m)	y : coefficient adimensionnel
h_s : hauteur du seuil par rapport au fond (m)	α : angle aigu de la crête du déversoir avec l'axe longitudinal du canal
Q : débit déversé d'un DO de mêmes caractéristiques mais disposé perpendiculairement à l'axe	

Aichel :

$$Q_{dev} = \left(1 - 250\frac{h_0}{h_s}\frac{1}{y}\right)Q$$

y est donné par la formule : $y = 182,57 e^{0,044\alpha}$

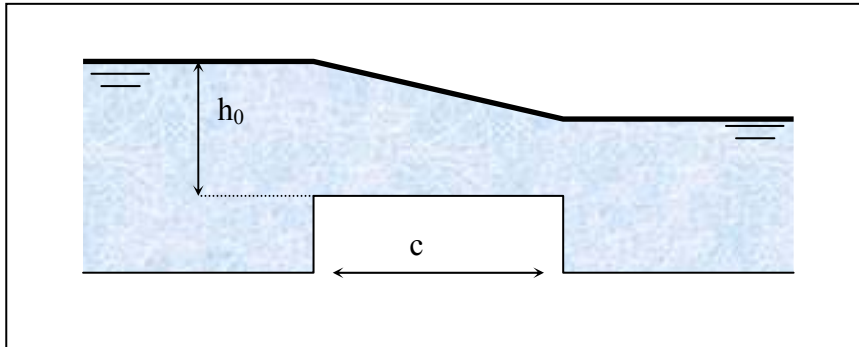
FICHE N°20

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Déversoir frontal à seuil rectangulaire épais, nappe libre

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.



Déversoir rectangulaire à seuil épais, vue en coupe.

Abréviations :

<p>m, C_e : coefficients L : largeur du seuil (m) h₀ : hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil (m)</p>	<p>h_s : hauteur du seuil par rapport au fond (m) c : épaisseur du seuil (m) h_{av} : hauteur de la ligne d'eau en aval par rapport au seuil (m)</p>
---	--

Bazin :

$$Q_{dev} = 0,385 L h_0 \sqrt{2 g h_0}$$

Rao et Shulka :

$$Q_{dev} = m L h_0 \sqrt{2 g h_0}$$

En calculant m par interpolation linéaire à partir des valeurs :

h ₀	m
h ₀ > 0,08c	0,66(0,265 + 0,011 h ₀ /c)
c > h ₀ > 0,08c	0,66(0,290 + 0,027 h ₀ /c)
1,60c > h ₀ > c	0,66(0,318 + 0,033 h ₀ /c)
h ₀ > 1,60c	0,66(0,336 + 0,044 h ₀ /c)

Contraction latérale :

Utilisation de la formule de Sinniger qui permet de passer d'un coefficient de seuil mince (m_0) au coefficient d'un seuil large, possédant les mêmes caractéristiques géométriques.

Avec $m = Ce.m_0$ et $Ce = 1 - \frac{2}{9 \left(1 + \left(\frac{h_0 - h_s}{c} \right)^4 \right)}$

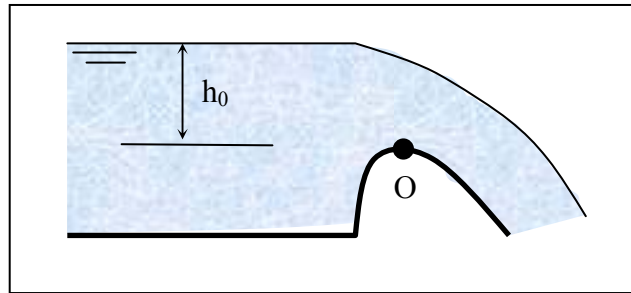
(pour le calcul du débit déversé d'un DO à seuil mince, on se reportera à la fiche 14).

FICHE N°21

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs Déversoir frontal épais à seuil normal et circulaire, nappe libre

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.

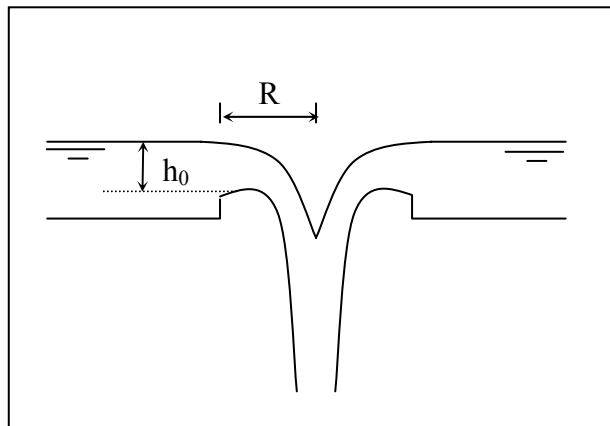


Déversoir à seuil normal, vue en coupe.

$$Q_{dev} = \mu L \sqrt{2g} h_0^{\frac{3}{2}}$$

μ est généralement pris égal à 0,485

Cas d'un seuil circulaire normal ou tulipe (déversoir en puits)



Vue en coupe d'un déversoir à seuil circulaire normal.

$$Q_{dev} = \mu 2\pi R \sqrt{2g} h_0^{\frac{3}{2}}$$

Avec R rayon du cercle et μ variant entre 0,44 et 0,39.

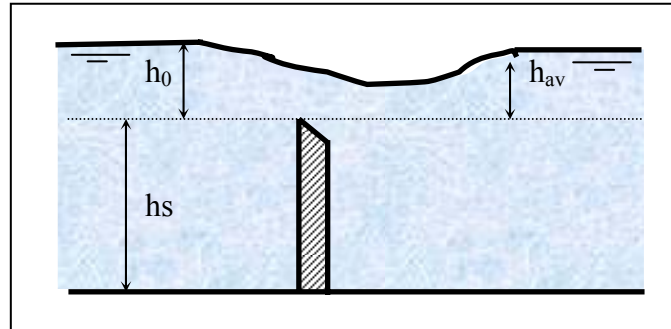
FICHE N°22

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Déversoir frontal à crête mince, nappe noyée

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.



Déversoir avec nappe noyée, vue en coupe.

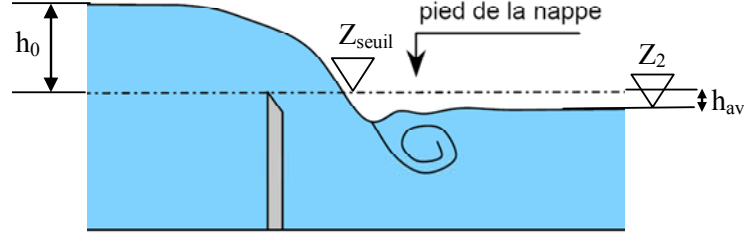
Abréviations :

<p>m : coefficient de débit du déversoir dénoyé L : largeur du seuil (m) h₀ : hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil (m)</p>	<p>h_s : hauteur du seuil par rapport au fond (m) h_{av} : hauteur de la ligne d'eau en aval par rapport au seuil (m) Z₂ : côte topo de la ligne d'eau aval Z_{seuil} : côte topo de la crête</p>
--	---

Ce cas est traité en faisant intervenir un facteur multiplicatif K dans la formule donnant le débit aval.

$$Q_{dev} = KmLh_0\sqrt{2gh_0}$$

<p>Écoulement noyé $Z_2 > Z_{seuil}$</p>	$K = \left[1 - \left(\frac{h_{av}}{h_0} \right)^{1.5} \right]^{0.385}$
<p>Écoulement noyé sans ressaut ou avec ressaut éloigné $Z_2 < Z_{seuil}$ et $h_{av} < h_0$</p>	<p>$h_0 - h_{av} > 0.75h_s$</p> $K = 0.878 + 0,128 \frac{h_s}{h_0}$

<p>Écoulement noyé avec ressaut $Z_2 < Z_{\text{seuil}}$ et $h_{\text{av}} < h_0$</p> 	$h_{\text{av}} + h_0 < 0.75h_s$ $K = 1,05 + 0,15 \frac{h_{\text{av}}}{h_0}$
<p>Écoulement dénoyé $Z_2 < Z_{\text{seuil}}$ et $h_{\text{av}} > h_0$</p>	

DO à seuil large :

Le facteur K ne commence à intervenir que lorsque $h_{\text{av}} > 0,82 h_0$.

FICHE N°23

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Le leaping weir

DIMENSIONNEMENT :

Données à fournir :

Q_{réf} : débit admissible à la station, débit admissible à l'aval
Q_{amont max} : débit amont maximum (ex débit décennal)
Pente (m/m) : doit être de 1,5% au moins
K_s : rugosité (coefficient de Strickler)
D (m) : diamètre amont.

Détermination de la largeur de l'ouverture

On considère une conduite circulaire et une ouverture rectangulaire. On se place dans le cas du débit de référence.

Calcul de :

h₀ : Hauteur normale à l'amont

$$\text{Largeur} = D \cdot 2 \cdot \left(\frac{h_0}{D} - \left(\frac{h_0}{D} \right)^2 \right)^{0.5}$$

Détermination de la longueur de l'ouverture

On se place dans le cas du débit de référence

F_{roude} : Nombre de Froude

h₀ : Hauteur normale à l'amont

$$\text{Longueur} = h_0 \cdot F_{roude}$$

Vérification du débit déversé pour Q_{amont max}

Pour le débit amont maximum, le débit aval ne doit pas dépasser 1,2 fois le débit de référence.

Calcul du débit conservé :

h₀ : Hauteur normale à l'amont pour le débit Q_{amont}

$$Q_{conservé} = 0,61 \cdot (2 \cdot g \cdot h_0)^{0.5} \cdot \text{Largeur} \cdot \text{Longueur} - 0,14 \cdot \left(\frac{\text{largeur}^3}{D \cdot h_0^2} \right)^{0.5} \cdot Q_{amont}$$

FICHE N°24

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs *Formules empiriques*

Déversoir latéral à seuil court et long, unique et rectiligne

Références :

FRANCOIS M., 2000, *Modélisation 1D des déversoirs d'orage*, 4^{ème} année technologique ENGEES.
FLAMENT S., 2001, *Modélisation 1D et calage des déversoirs d'orages*, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.

Abréviations :

- g : accélération de la pesanteur, (9,81m/s⁻²)
 h_{av} : hauteur de la ligne d'eau en aval **par rapport au seuil** (m)
 h_s : hauteur du seuil par rapport au fond (m)
 l : largeur superficielle (m)
 L : longueur du seuil (m)
 Q_{dev} : débit déversé (m³/s)
 h_{am} : hauteur de la ligne d'eau en amont **par rapport au seuil** (m)
 m : coefficient dépendant des caractéristiques de déversoir
 φ : coefficient dépendant du régime d'écoulement

Formule d'Engels :

Dans le cas d'un régime fluvial dans le canal :

$$Q_{dev} = 0,414 \left(\frac{h_{av}}{l} \right)^{0,166} L h_{av} \sqrt{2gh_{av}}$$

Avec pour limites : $h_s > 4 h_{av}$ et $2 h_s < L < 40 h_s$.

Coleman et Smith :

Dans le cas d'un régime torrentiel dans le canal :

$$Q_{dev} = 0,1073.L^{1,434} .h_{am}^{1,2786}$$

Balmaceda et Gonzales :

Dans le cas d'un régime fluvial dans le canal :

- pour un déversoir à crête mince : $Q_{dev} = 1,53Lh_{av} + 0,00304 \sqrt{\frac{L}{h_{av}}}$

- pour un déversoir à crête moyenne et épaisse : $Q_{dev} = 1,43Lh_{av} + 0,00171 \sqrt{\frac{L}{h_{av}}}$

Dominguez :

Quel que soit le régime d'écoulement :

$$Q_{dev} = m\varphi Lh \sqrt{2gh}$$

Avec $h = h_{av}$ en régime fluvial et $h = h_{am}$ en régime torrentiel.

Avec m un coefficient dépendant des caractéristiques de déversoir (charge et forme) pouvant être choisi égal aux valeurs moyennes suivantes :

Charge moyenne en mètre	0,10	0,15	0,20	0,30	0,50	0,70
Crête mince, nappe libre	0,370	0,360	0,355	0,350	0,350	0,350
Crête épaisse et arrondie	0,315	0,320	0,320	0,325	0,325	0,330
Crête épaisse à arêtes vives	0,270	0,270	0,273	0,275	0,276	0,280

Et φ un coefficient dépendant du régime d'écoulement. Il peut être tiré des valeurs proposées ci-dessous :

Régime fluvial $K (= h_{am} / h_{av}) < 1$	Régime torrentiel $K (= h_{am} / h_{av}) > 1$	φ
0	∞	0,400
0,05	20	0,417
0,1	10	0,443
0,2	5	0,491
0,3	3,33	0,543
0,4	2,50	0,598
0,5	2	0,659
0,6	1,67	0,722
0,7	1,43	0,784
0,8	1,25	0,856
0,9	1,11	0,924
1,0	1,0	1,0

Formule de Giersch : (logiciel DO de la DDAF de Sélestat)

pam : hauteur du seuil à l'amont (m)

pav : hauteur du seuil à l'aval (m)

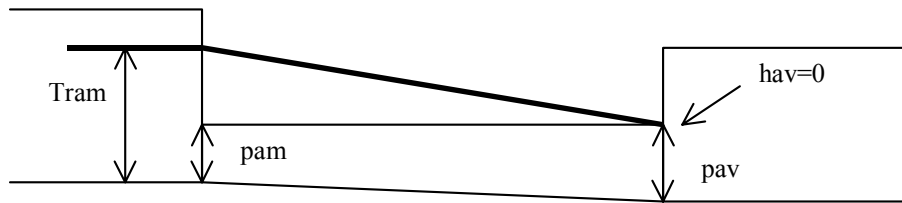
Ldo : longueur du déversoir (m)

Tram : hauteur de remplissage dans la conduite amont (\neq tam si régime torrentiel) (m)

ham : hauteur d'eau sur le seuil à l'amont du déversoir (m)

hav : hauteur d'eau sur le seuil à l'aval du déversoir (m)

Pour le calcul de la hauteur de la crête, on choisit comme valeur de pav la hauteur normale dans la conduite aval au débit critique. On cherche à calculer ensuite la longueur du déversoir nécessaire pour avoir $hav = 0$ à l'aval du déversoir au débit décennal :



Déversoir à crête basse : Forme de la ligne d'eau au débit décennal

$$hav = 0 \Rightarrow hm = \frac{ham}{4} = \frac{Tram - pam}{4}$$

$$\text{et } Q_{dev} = 0.85 \cdot C_d \cdot L \cdot do \cdot hm^{3/2} \Rightarrow Ldo = \frac{0.85 \cdot C_d \cdot Q_{dev}}{hm^{3/2}}$$

Cependant, pour obtenir $hav=0$, on est obligé de supposer que la ligne d'eau diminue sur le seuil alors qu'on est en régime fluvial (on a imposé Tram pour cela) ; cette hypothèse est a priori fautive. Cette ligne d'eau correspond à un régime torrentiel ; si l'on suppose qu'à l'amont du déversoir on est en régime fluvial, on peut envisager les cas (b) ou (c) mais on ne peut pas prendre alors comme condition à la limite la hauteur normale.

Formule de Uyumaz et Muslu (1985)

$$Q_{dev} = C_d \cdot \sqrt{2g} \cdot (h - w)^{3/2} \cdot L$$

$$C_d = 0,40 + 0,01 \cdot \frac{L}{D} - 0,188 \cdot \frac{F_0^2}{(L/D)}$$

w : hauteur de crête

h : tirant d'eau

L : longueur du déversoir

F_0 : nombre de Froude à l'amont

$$0,24 < \frac{w}{D} < 0,56$$

$$1 < \frac{L}{D} < 3,4$$

$$F_0 < 2$$

FICHE N°25
Evaluation du fonctionnement des DO par calculs
Energie constante
Déversoir latéral à seuil long à crête basse,
Avec entonnement

Références :

FRANCOIS M., 2000, *Modélisation 1D des déversoirs d'orage*, 4ème année technologique ENGEES.
FLAMENT S., 2001, *Modélisation 1D et calage des déversoirs d'orages*, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.

Abréviations :

x : distance en mètres dans la direction de la longueur du déversoir,
X : variable adimensionnelle de distance suivant la longueur du déversoir,
y : variable adimensionnelle de hauteur d'eau,
Θ : variable d'entonnement,
θ : angle associé au changement longitudinal de largeur,
w : hauteur de crête,
b : largeur du canal,
h : hauteur d'eau,
W : variable adimensionnelle de hauteur de crête,
H_s : énergie spécifique,
I : pente du déversoir,
J : perte de charge linéaire dans le déversoir,
V : vitesse d'entrée,
U : vitesse déversée,
Q : débit,
S : surface,
α : angle entre U et x,
I : pente du déversoir,
J : perte de charge.

Approche de HAGER

Une approche plus physique initiée par Ackers en 1957 basée sur un raisonnement à **énergie constante** a permis de progresser dans la connaissance du comportement hydraulique du déversoir. En particulier, cette approche a permis de s'intéresser non seulement à l'évaluation du débit déversé mais également à la forme de la ligne d'eau sur la crête du déversoir. Malheureusement, comme le montre l'étude de El Khashab, cette méthode tombe en défaut dans certains cas car les équations s'avèrent inadaptées, en particulier dans le cas de l'apparition d'un ressaut hydraulique dans l'ouvrage.

Cette approche est plus théorique. Elle se base sur des équations phénoménologiques avec une hypothèse importante qui est celle d'une énergie restant constante le long du seuil. En fait, l'énergie varie très lentement car ses variations sont dues essentiellement aux pertes de charge linéaires, sauf dans le cas d'un ressaut hydraulique où la dissipation d'énergie devient importante.

Si on fait comme approximation :

$I \approx 0$ (pente très faible)

$J \approx 0$ (Perte de charge très faible)

$V \approx U \cos(\alpha)$

la charge spécifique $H = h + \frac{Q^2}{2gS^2}$ dérivée par rapport à l'axe de la conduite :

$$H' = h' + \frac{Q'Q}{gS^2} - \frac{Q^2B}{gS^3} h' = 0$$

En éliminant le débit entre les deux relations suivantes, on a :

$$H = h + \frac{Q^2}{2gS^2} ; H' = h' + \frac{Q'Q}{gS^2} - \frac{Q^2B}{gS^3} h' = 0$$

$$h' \left(1 - \frac{2(H-h)}{S} \frac{\partial S}{\partial h} \right) = \frac{2(H-h)}{S} \frac{\partial S}{\partial x} - \frac{Q' \sqrt{2g(H-h)}}{gS}$$

Cette équation différentielle en $h(x)$ doit être résolue en spécifiant l'intensité du débit sortant $Q'(x)$. Plusieurs formules ont été proposées pour calculer $Q'(x)$ (voir fiches suivantes).

On pose : $y = \frac{h}{H}$; $W = \frac{w}{H}$;

n^* indique si la sortie se trouve sur une paroi $n^* = 1$ ou sur les deux $n^* = 2$.

θ caractérise l'angle de la crête par rapport à la direction du canal dans le cas des canaux non prismatiques.

$c=1$ pour une paroi mince et $c=0.8$ pour une paroi épaisse.

$$\text{On a : } Q' = -\frac{3}{5} n^* c \sqrt{gH^3} (y - W)^{3/2} \left(\frac{1 - W}{3 - 2y - W} \right)^{1/2} \left(1 - \theta \left(\frac{3(1 - y)}{y - W} \right)^{1/2} \right)$$

Dans le cas des canaux à section rectangulaire, on a :

$$S = Bh$$

$$B = b(1 + \Theta X)$$

avec $B(X=0) = b$

$$k = n^* \cdot c$$

$$\text{On pose : } X = \frac{kx}{b} ; y = \frac{h}{H} ; \Theta = \frac{\theta}{k} ; W = \frac{w}{H}$$

L'équation précédente devient :

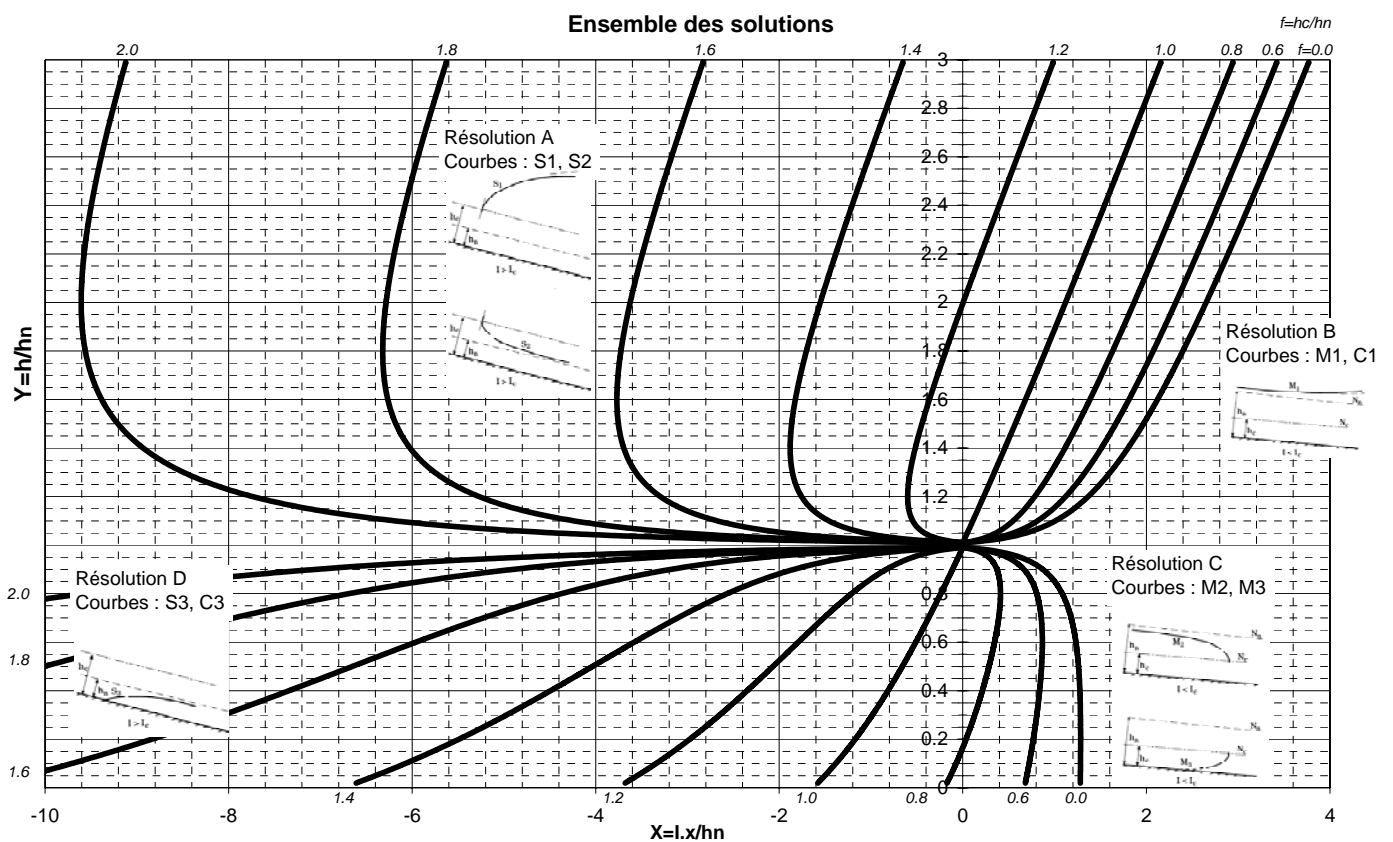
$$y' = \frac{2\Theta y(1 - y) - \frac{Q'}{k} \sqrt{2(1 - y)}}{(3y - 2)(1 + \Theta X)}$$

Tous les calculs sont menés pour aboutir à une solution qui puisse être appliquée facilement. On dispose de formules pour le dimensionnement et le diagnostic des déversoirs latéraux à crête haute et à crête basse, pour des conduites rectangulaires et circulaires. L'ensemble des résultats a été mis sous forme d'abaques faisant intervenir les variables adimensionnelles précédentes.

On donne ci-dessous un exemple d'abaque [Sinniger et Hager, 1989] qui correspond à la situation d'un déversoir avec entonnement dans le cas d'un écoulement fluvial. On remarque bien les deux faisceaux de courbes, ce qui représente le fait que la ligne d'eau peut monter ou descendre.

Les figures suivantes montre la solution complète dans les cas suivants :

Conditions	Type de courbes	Résolution
$h_c > h_n$ et $h > h_n$	S1, S2	A
$h_c \leq h_n$ et $h > h_n$	M1, C1	B
$h_c < h_n$ et $h < h_n$	M2, M3	C
$h_c \geq h_n$ et $h < h_n$	S3, C3	D



Exemple d'abaques : canaux rectangulaires avec entonnement.

Ces abaques ont été vérifiés expérimentalement et l'erreur commise reste acceptable. Elle est d'environ 5 % si on excepte la formation de ressaut, les calculs sont en bonne concordance avec les modèles réduits. Dans le cas de l'apparition dans l'ouvrage d'un ressaut hydraulique, lieu de dissipation d'énergie, l'approche à énergie constante ne peut plus être appliquée.

FICHE N°26

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Evolution de la ligne d'eau sur un déversoir latéral rectangulaire

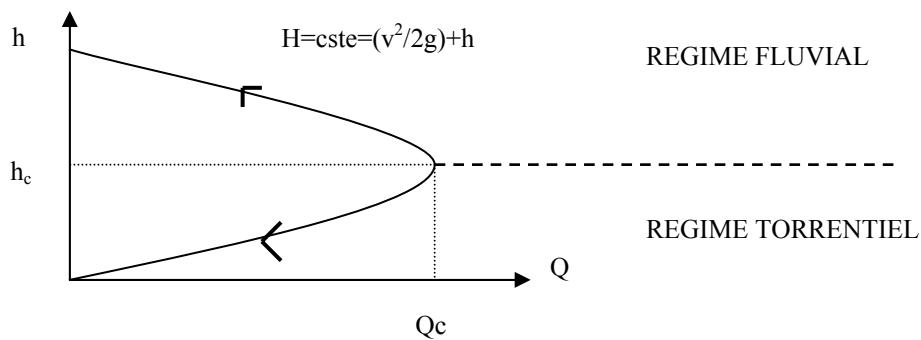
Référence :

FLAMENT S., 2001, *Modélisation 1D et calage des déversoirs d'orages*, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.

Evolution de la ligne d'eau sur un déversoir rectangulaire

Cas des canaux prismatiques

La forme des lignes d'eau peut s'appréhender en considérant les variations de la hauteur d'eau h en fonction du débit Q à énergie spécifique H constante.

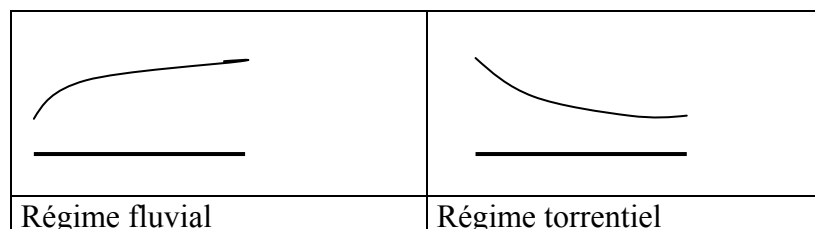


Relation entre le débit et la hauteur d'eau à énergie constante

On constate qu'en régime torrentiel, la hauteur d'eau diminue quand le débit diminue ; au contraire, en régime fluvial, la hauteur d'eau augmente.

Sur le déversoir, une partie du débit étant évacuée, celui-ci va diminuer dans le collecteur principal.

Selon le régime d'écoulement, deux lignes d'eau sont donc possibles sur le déversoir :



Canaux rectangulaires prismatiques : forme des lignes d'eau

Cas des canaux non prismatiques

Dans le cas des canaux prismatiques, sous certaines conditions, le régime devient uniforme et la hauteur d'eau reste constante dans chaque section. Par analogie, on peut aussi définir, pour les canaux non prismatiques, une hauteur d'eau particulière qui correspondrait à un régime « pseudo-uniforme » où la hauteur d'eau resterait constante sur le seuil. En effet, l'équation précédente s'annule pour une valeur particulière, notée y_{PN} , obtenue en annulant le numérateur. On constate qu'on ne peut trouver une solution que sous certaines conditions : si le régime n'est pas critique ($y \neq 2/3$), si $x \neq 1/\Theta$ (cas d'un canal de largeur nulle) et si $\Theta < 0$, c'est à dire dans le cas où il y a réduction de la largeur. Cette hauteur correspond à une asymptote de la courbe de la ligne d'eau.

Une condition à la limite (valeur de la hauteur d'eau) ainsi que le régime d'écoulement permettent de déterminer les signes des numérateur et dénominateur de l'équation (4) et donc d'en déduire l'allure des lignes d'eau. On trouve 4 lignes d'eau possibles :

	Régime torrentiel $y < 2/3 \Rightarrow$ dénominateur < 0	Régime fluvial $y > 2/3 \Rightarrow$ dénominateur > 0
Numérateur < 0 correspond à $y < y_{PN}$		
Numérateur > 0 correspond à $y > y_{PN}$		

----- Profondeur y_{PN} (conditions pseudo-uniformes)

Canaux rectangulaires non prismatiques : forme des lignes d'eau

Θ caractérise l'angle de la crête par rapport à la direction du canal dans le cas des canaux non prismatiques.

FICHE N°27

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs *Evolution de la ligne d'eau sur un déversoir latéral circulaire*

Référence :

FLAMENT S., 2001, *Modélisation 1D et calage des déversoirs d'orages*, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.

Evolution de la ligne d'eau sur un déversoir circulaire

La démarche est la même que dans le cas des canaux rectangulaires. On utilise une expression approchée de la section mouillée : $A = \left(\frac{h}{D}\right)^{1.4} D^2$ qui reste vraie à 10% près, tant que le taux de remplissage (h/D) est inférieur à 85%.

Les variables adimensionnelles sont :

$$X = \frac{x}{H_{\text{dev}} \cdot \left(\frac{D}{H_{\text{dev}}}\right)^{0.6}}; \quad y = \frac{h}{H_{\text{dev}}}; \quad c = \frac{h_c}{H_{\text{dev}}} \cong 0.737;$$

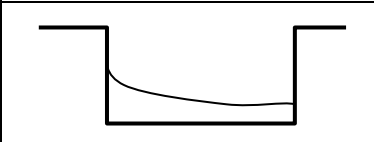
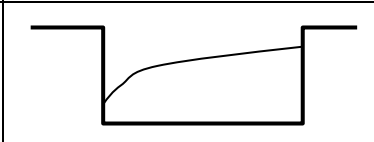

Cas des canaux prismatiques

A partir de l'équation (2), on obtient l'équation différentielle suivante, qui est également à variables séparables :

$$\frac{dy}{dX} = \frac{0.223n * c_w (1-y)^{1/2} (y-W)^{3/2} (1-W)^{1/2}}{(3-2y-W)^{1/2} (y-c)^{0.4}}$$

Le sens de variation de la ligne d'eau est donc déterminé uniquement par le régime (signe du terme (y-c) au dénominateur) ; cependant en régime fluvial, selon la position de la crête par rapport à la hauteur critique, deux profils sont possibles.

Finalement, on a 3 lignes d'eau possibles :

Régime torrentiel	Régime fluvial $W < c$	Régime fluvial $W > c$
		

Canaux circulaires prismatiques : forme des lignes d'eau

Cas des canaux non prismatiques

On suppose que la réduction de diamètre est linéaire : $D = D_0 - \theta \times x$ avec $\theta > 0$. Un raisonnement semblable permet d'aboutir à l'équation suivante :

$$\frac{dy}{dX} = \frac{-0.372Q'(1-y)^{1/2}}{\sqrt{gH^3} y^{0.4} (y-c)} - \frac{1.2\theta y(1-y)}{3.8 \left(\frac{D}{H}\right)^{0.4} (y-c)}$$

Cependant si on remplace le débit Q' par son expression, on ne peut obtenir de solution simple car l'équation n'est plus à variables séparables.

Hager, en négligeant le terme concernant l'entonnement et en remplaçant une partie des termes par leurs valeurs moyennes, réussit à se ramener à l'équation des canaux prismatiques, moyennant un changement de variable :

$$X \rightarrow (1-P)X \text{ avec } P = \frac{\sqrt{2}\theta y_m^{1.4} (1-y_m)^{1/2} (3-2y_m-W_m)^{1/2}}{(D_m/H)^{0.4} [(1-W_m)(y_m-W_m)^3]^{1/2}} \text{ avec } y_m, W_m \text{ et } D_m \text{ valeurs}$$

moyennes des hauteurs d'eau et de crêtes adimensionnelles et du diamètre. Néanmoins, les incertitudes commises à la suite de ces approximations entraînent assez rapidement une erreur importante (dès que $P > 0.5$).

La forme des lignes d'eau reste alors semblable à celle des canaux prismatiques, mais la réduction de diamètre rend le profil plus horizontal et donc, pour une même longueur, la variation de la hauteur d'eau plus faible.

Les hypothèses simplificatrices ainsi que l'écriture sous forme adimensionnelle ont permis de résoudre simplement ces équations. Dans tous ces cas, des abaques $y = f(X, W, \theta)$ ont été créées et permettent de calculer la hauteur d'eau en fonction de la position. Ces résultats ont été comparés à des résultats expérimentaux ; bien que cette approche ne prenne pas en compte les effets de la pente et des frottements, elle reste satisfaisante tant que le nombre de Froude n'est pas trop proche de 1. Elle n'est pas valable s'il y a perte d'énergie, comme dans le cas d'un ressaut.

FICHE N°28

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Conservation de la quantité de mouvement

Déversoir latéral à seuil long, à crête basse,
Avec entonnement, sans prise en compte du ressaut

Références :

FRANCOIS M., 2000, *Modélisation 1D des déversoirs d'orage*, 4^{ème} année technologique ENGEES.
BUYER M., 2002, *Transport de flux en réseau d'assainissement : Modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités*. Thèse de doctorat de l'ULP : Soutenue le 5 décembre 2002, Université Louis Pasteur de Strasbourg.

Suite aux travaux de Smith (1973) qui ont repris les hypothèses de De Marchi (1936), ainsi que les travaux expérimentaux de El Khashab (1976) et plus tard les travaux de Carleton (1985), une modélisation de DO à seuil latéral et long est proposée par la résolution de deux équations de base :

Abréviations :

I, J : pente et coefficient de frottement	U : composante longitudinale de la vitesse d'eau déversée
β : coefficient de correction pour la distribution de quantité de mouvement	T : largeur de la surface libre
V : vitesse moyenne de l'écoulement	A : section mouillée
	C, m : coefficients

- une équation de conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I - J - \frac{1}{A \cdot g} (2\beta V - U) \frac{dQ}{dx}}{1 - \beta \frac{TQ^2}{gA^3}}$$

- la formule de De Marchi :

$$\frac{dQ}{dx} = -\frac{2}{3} Cm \sqrt{2g} h^{3/2}$$

Les travaux de J. M. Dupont (1996) ont permis la généralisation de l'équation de conservation de quantité de mouvement à des canalisations de géométrie non prismatique et des sections circulaires :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I - J - \frac{2\beta V - U}{gA} \frac{dQ}{dx} + \frac{1}{A} \int_0^{h(x)} \left(\beta \frac{V^2}{g} - h(x) + z \right) \frac{\partial T}{\partial x}(x, z) dz}{1 - \beta \frac{Q^2 T}{gA^3}}$$

FICHE N°29

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs *Conservation de la quantité de mouvement* Déversoir latéral à seuil long, à crête basse, Avec entonnement, avec prise en compte du ressaut

Références :

FRANCOIS M., 2000, *Modélisation 1D des déversoirs d'orage*, 4^{ème} année technologique ENGEES.
BUYER M., 2002, *Transport de flux en réseau d'assainissement : Modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités*. Thèse de doctorat de l'ULP : Soutenue le 5 décembre 2002, Université Louis Pasteur de Strasbourg.

Compte tenu des difficultés et limites associées aux diverses méthodes d'obtention de la ligne d'eau et/ou du débit déversé décrites dans les paragraphes précédents (Méthodes empiriques, énergie spécifique constante,...), nous avons choisi d'ajouter au système d'équation de Barré de Saint-Venant sous forme conservative un terme de déversement pour tenir compte du débit déversé par l'intermédiaire du déversoir d'orage. Ainsi, la forme des équations telles que nous les avons utilisées est la suivante :

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = Q_{\text{dev}} \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} + gI_1 \right) = gI_2 + gA(S_0 - S_f) + \frac{QQ_{\text{dev}}}{A} \end{cases}$$

Par commodité d'écriture, ce système peut être mis sous la forme matricielle suivante :

$$\mathbf{U}_t + \mathbf{F}(\mathbf{U})_x = \mathbf{G}(\mathbf{U}) \Leftrightarrow \mathbf{U}_t + \mathbf{J}(\mathbf{U})\mathbf{U}_x = \mathbf{G}(\mathbf{U})$$

où $\mathbf{J}(\mathbf{U})$ représente la matrice jacobienne du système

avec :

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}, \quad \mathbf{F}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{G}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} Q_{\text{dev}} \\ gI_2 + gA(S_0 - S_f) + \frac{QQ_{\text{dev}}}{A} \end{pmatrix}$$

où :

$Q_{\text{dev}} = -\frac{dQ}{dx}$: Terme d'apport qui, pour nous, correspond au débit déversé par l'intermédiaire du déversoir d'orage. Ce terme de déversement est explicité par la relation de Hager.

La pente de frottement est donnée par la relation de Manning-Strickler :

$$S_f = \frac{Q^2}{K_s^2 A^2 R_h^{4/3}}$$

Les forces de pression sont calculées en tenant compte des propriétés géométriques du canal. I_1 correspond au terme de pression hydrostatique et I_2 représente la force de pression due à la variation de la largeur du canal.

Ces forces s'expriment de la manière suivante :

$$I_1 = \int_0^h (h - \eta) B d\eta$$

$$I_2 = \int_0^h (h - \eta) \frac{\partial B}{\partial x} d\eta$$

où h =hauteur d'eau ; η =variable d'intégration indiquant la distance depuis le fond du canal ; $B(x,\eta)$ largeur du canal à la distance η du lit du canal qui s'exprime :

$$B(x, \eta) = \frac{\partial A(x, \eta)}{\partial \eta}$$

Ce terme de déversement ne remet pas en cause le caractère conservatif du système d'équations utilisé.

FICHE N°30

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs Amélioration de la formule de De Marchi : dQ/dx

Références :

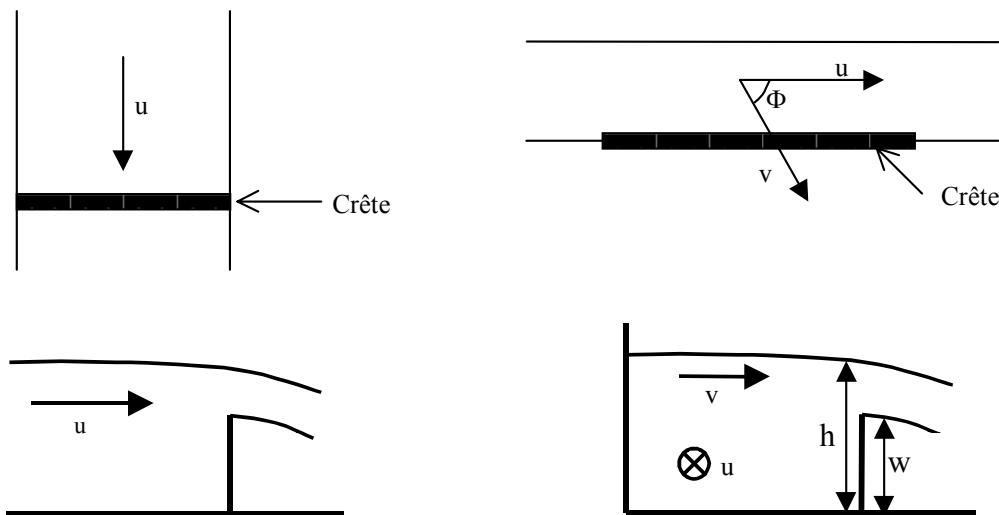
BUYER M., 2002, *Transport de flux en réseau d'assainissement : Modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités*. Thèse de doctorat de l'ULP : Soutenue le 5 décembre 2002, Université Louis Pasteur de Strasbourg.

FLAMENT S., 2001, *Modélisation 1D et calage des déversoirs d'orages*, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.

Amélioration de la formule de De Marchi par HAGER :

Hager a travaillé sur les déversoirs latéraux et a établi une loi de déversement basée sur la loi de Poléni [Hager-1987]. Hager a adapté cette relation au cas du déversoir latéral en affectant à la loi de Poléni une série de coefficients qui permettent de tenir compte des effets de :

- la pente de fond du déversoir
- de la vitesse latérale dans le déversoir (v)
- de la direction de la vitesse latérale (Φ)
- de l'effet d'un entonnement éventuel dans le déversoir



Comparaison des profils d'écoulement sur un déversoir frontal et latéral

On utilise donc une formule de type Poléni et on ajoute des coefficients permettant de prendre en compte l'effet de la vitesse latérale et de sa direction (ω_v), ainsi que l'effet de l'entonnement du déversoir (ω_ϕ).

$$Q_{\text{dev}} = -\frac{dQ}{dx} = -0.6n * .c_w \sqrt{gH^3} (y - W)^{3/2} \times \omega_u \times \omega_\phi$$

Effet de la vitesse latérale

Dans le cas d'un seuil frontal, la vitesse principale u est nulle ; si on exprime la vitesse v à partir de la définition de la charge spécifique H , on obtient, en supposant que la hauteur d'eau sur le seuil soit faible :

$v = \sqrt{2g(H-w)}$; or cette vitesse est faible, on peut donc considérer que H est proche de h .

On obtient :

$$v = \sqrt{2g(h-w)}$$

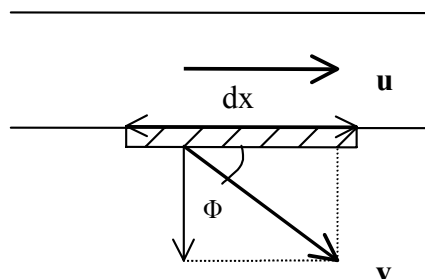
Dans le cas d'un seuil latéral, la charge spécifique s'exprime par $H = \frac{u^2}{2g} + h$.

Si $\frac{u^2}{2g} \ll h$, on se rapproche du cas du déversoir frontal, si ce n'est pas le cas, cette vitesse a une influence sur le débit déversé. On a alors, en supposant toujours que la hauteur d'eau soit proche de celle du seuil, $u = \sqrt{2g(H-w)}$.

On définit alors ω_u comme le rapport de la vitesse v du cas du seuil latéral et de la vitesse u du cas du seuil frontal :

$$\omega_u = \frac{u}{v} = \sqrt{\frac{H-w}{h-w}}$$

Effet de la direction de la vitesse latérale



Effet de la vitesse latérale

Si on exprime le débit latéral, on trouve :

$$dQ = -v \sin \Phi \times (h-w) \cdot dx$$

On considère que l'effet de la direction latérale peut-être exprimé par :

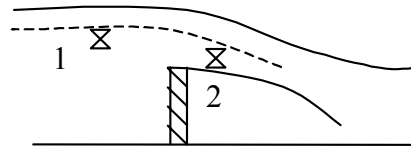
$$\omega_\phi = \sin \Phi = \sqrt{1 - \cos^2 \Phi}$$

Or :

$$u = v \cos \Phi$$

$$\Rightarrow \cos^2 \Phi = \frac{u^2}{v^2} \Rightarrow \sin \Phi = \sqrt{1 - \frac{u^2}{v^2}}$$

On applique le théorème de Bernoulli sur une ligne de courant au sein de la lame déversante en supposant que la charge reste constante.



Application du théorème de Bernoulli

$$z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g}$$

On utilise les valeurs moyennes de chaque terme : u_1 correspond à la vitesse principale et v_2 à la vitesse latérale. On suppose que dans la section précédant le seuil la répartition des pressions est hydrostatique :

$$h + \frac{u_1^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g} + w + \varepsilon(h - w)$$

En calculant la moyenne des pressions au sein de la lame déversante, on obtient [Sinniger-1989] :

$$\varepsilon = \frac{2}{3}$$

Soit, après calculs, on trouve en utilisant une écriture adimensionnelle :

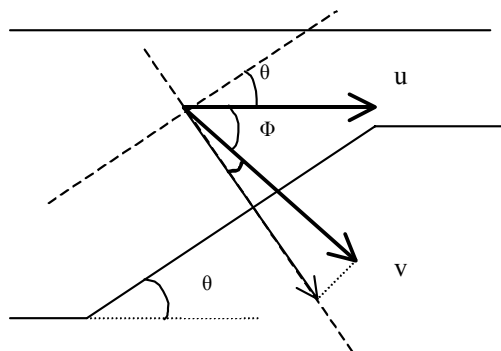
$$\frac{u_1^2}{v_2^2} - 1 = \frac{(h - w)(\varepsilon - 1)}{H - w - \varepsilon(h - w)} = \frac{(y - W)(\varepsilon - 1)}{1 - \rho y - W(1 - \varepsilon)}$$

Soit, en utilisant l'expression précédente et en remplaçant ε par sa valeur,

$$\omega_\phi = \sin\Phi = \left(\frac{y - W}{3 - 2y - W} \right)^{1/2}$$

Effet de l'entonnement

L'effet de l'entonnement doit être pris en compte quand la crête fait un angle θ ($\theta < 0$) avec la direction principale du canal (Ox).



Effet de l'entonnement

Le débit latéral s'écrit :

$$dQ = -v \cos\left(\frac{\Pi}{2} - \theta - \Phi\right) \times (h - w) \cdot dx$$

Or :

$$\cos\left(\frac{\Pi}{2} - \theta - \Phi\right) = \cos\left(\frac{\Pi}{2} - (\theta + \Phi)\right) = \sin(\theta + \Phi)$$

L'effet de l'entonnement est donc pris en compte en modifiant le coefficient ω_Φ calculé précédemment.

$$\sin(\theta + \Phi) = \left(\frac{y - W}{3 - 2y - W}\right)^{1/2} = F = \sin\theta \cdot \cos\Phi + \sin\Phi \cdot \cos\theta$$

On considère des valeurs de $\theta \ll 1$, donc on peut remplacer les valeurs de $\sin \theta$ et $\cos \theta$ par leurs équivalents : θ et $(1 - \theta^2/2)$. En développant chaque terme et en négligeant les termes en θ d'ordre supérieur à 2, on trouve :

$$\omega_\Phi = \sin\Phi = A \cdot \left[1 + \theta \left(\frac{1}{A^2} - 1\right)^{1/2}\right]$$

Expression finale

En remplaçant les coefficients ω_u et ω_Φ par leurs expressions, on peut exprimer le débit déversé par :

$$\frac{dQ}{dx} = -0.6n \cdot c_w \sqrt{gH^3} (y - W)^{3/2} \sqrt{\frac{1 - W}{y - W}} \times \sqrt{\frac{y - W}{3 - 2y - W}} \times \left[1 - \theta \left(\frac{1}{A^2} - 1\right)^{1/2}\right]$$

où :

$$\frac{dQ}{dx} = -0.6n \cdot c_w \sqrt{gH^3} (y - W)^{3/2} \times \sqrt{\frac{1 - W}{3 - 2y - W}} \times \left[1 - \theta \left(\frac{3(1 - y)}{y - W}\right)^{1/2}\right]$$

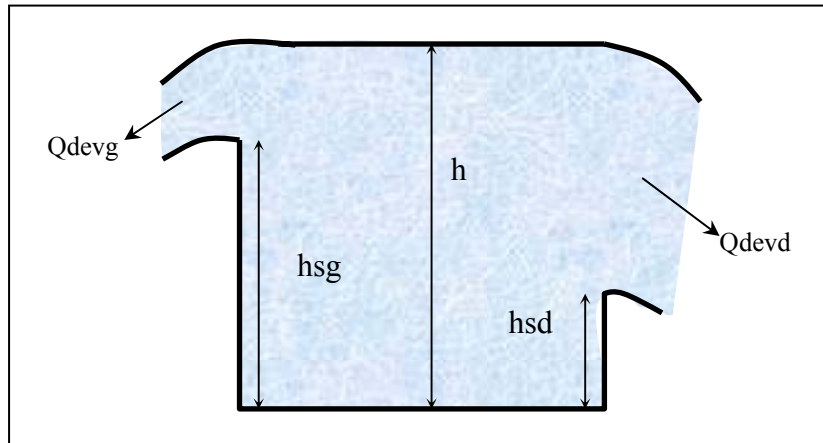
Par rapport à une formule classique, on trouve des valeurs du débit déversé plus fortes à cause de la prise en compte des effets de la vitesse latérale et de l'entonnement. C'est cette relation donnant le débit déversé qui a été intégrée à notre modèle.

FICHE N°31

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs Formule de De Marchi dQ/dx dans le cas des seuils doubles avec hauteurs de crêtes différentes

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.



Représentation des différentes hauteurs de seuil dans le cas d'un seuil double.

Abréviations :

I, J : pente et coefficient de frottement	U : composante longitudinale de la vitesse d'eau déversée
β : coefficient de correction pour la distribution de quantité de mouvement	T : largeur de la surface libre
V : vitesse moyenne de l'écoulement	A : section mouillée
hsd : hauteur du seuil droit	h : hauteur de la ligne d'eau par rapport au fond
hsg : hauteur du seuil gauche	C, m : coefficients d'ajustement

De Marchi :

- si $h < hsd$ alors le débit déversé est nul

- si $hsg > h > hsd$, alors :
$$\frac{dQ}{dx} = -\frac{2}{3} Cm \sqrt{2g} (h - h_{sd})^{3/2}$$

- si $h > hsg$, alors :
$$\frac{dQ}{dx} = -\frac{2}{3} Cm \sqrt{2g} \left[(h - h_{sd})^{3/2} + (h - h_{sg})^{3/2} \right]$$

Sa résolution se fait en trois étapes :

- si $h < hsd$; alors le débit déversé est nul

- si $hsg > h > hsd$, alors le calcul est identique au cas du déversoir à seuil unique de hauteur hsd

- si $h > hsg$, alors on utilise la loi de déversement pour chacun des seuils en considérant que la hauteur d'eau au-dessus des deux seuils est identique.

FICHE N°32

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Déversoir latéral à seuil long à crête haute, Unique.

Références :

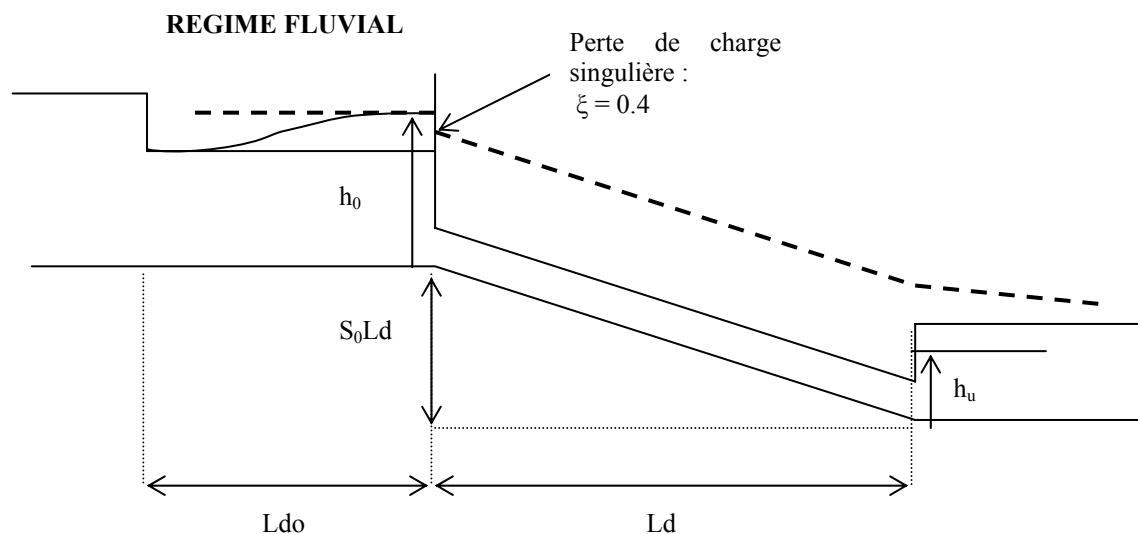
BUYER M., 2002, *Transport de flux en réseau d'assainissement : Modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités*. Thèse de doctorat de l'ULP : Soutenue le 5 décembre 2002, Université Louis Pasteur de Strasbourg.

FLAMENT S., 2001, *Modélisation 1D et calage des déversoirs d'orages*, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.

A la différence des déversoirs à crête basse, les déversoirs à crête haute sont des ouvrages qui nécessitent une longueur de crête plus courte mais la présence d'une conduite aval étranglée. Cependant, leur construction est en général recommandée car l'excès de débit conservé pour les fortes pluies est en général faible et la présence d'un seuil élevé empêche l'entrée des eaux de l'émissaire dans le réseau.

Principes de construction

Un déversoir à crête haute peut être décomposé en plusieurs parties : conduite amont, partie déversante, conduite de décharge, conduite aval étranglée, conduite aval.



15 - Déversoir à crête haute : géométrie et fonctionnement

Il existe plusieurs recommandations de construction en ce qui concerne la conduite aval étranglée :

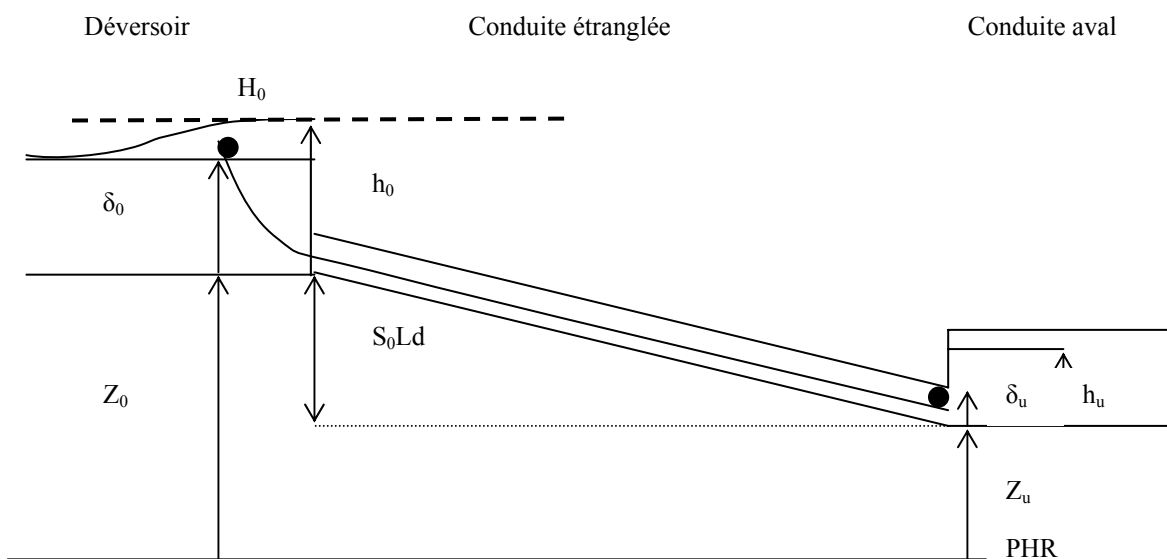
- le diamètre : $200 \leq D_d \leq 500$ mm. On recommande de prendre D_d deux classes en dessous du diamètre de la conduite aval.
- la longueur : on conseille de prendre une conduite inférieure à 100 m mais telle que le rapport de la longueur sur le diamètre soit supérieur à 20.

- la pente : elle doit vérifier : $S_0 \leq \frac{1}{80} \left(\frac{L_d}{D_d} + 20 \right)$, ce qui permet d'être en charge sur toute la conduite et d'éviter une partie à surface libre au début de la conduite.

Fonctionnement hydraulique

Le fonctionnement d'un déversoir à crête haute est régi par la conduite aval étranglée. Le régime fluvial est imposé à l'extrémité aval de la crête. La conduite aval doit être à surface libre ; deux cas sont possibles : si le régime est torrentiel dans cette conduite, il y a pilotage amont et on choisit comme condition à la limite $h_u = D$ (diamètre de la conduite aval), s'il est fluvial, le pilotage se fait par l'aval et on prend $h_u = h_n$ (hauteur normale dans la conduite aval).

Le principe général est d'appliquer le théorème de Bernoulli sur une ligne de courant entre une section à l'extrémité aval de la crête et une section qui se situe juste avant la conduite aval.



16 - Déversoir à crête haute : application du théorème de Bernoulli

Après calculs, on trouve :

$$\frac{Q}{\sqrt{g D d^5}} = \sqrt{\frac{\Pi 2}{8 \times 1.4}} \times \frac{\frac{h_0}{D_d} - \frac{h_u}{D_d} + \frac{S_0 L_d}{D_d}}{9 \cdot \frac{S_0 \cdot L_d}{D_d} \cdot \frac{g}{K S^2 S_0 D_d^{1/3}}} = 0.94 \times \frac{\frac{h_0}{D_d} - \frac{h_u}{D_d} + \frac{S_0 L_d}{D_d}}{9 \cdot \frac{S_0 \cdot L_d}{D_d} \cdot \frac{g}{K S^2 S_0 D_d^{1/3}}}$$

Connaissant la hauteur d'eau amont et les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, on peut donc obtenir le débit conservé.

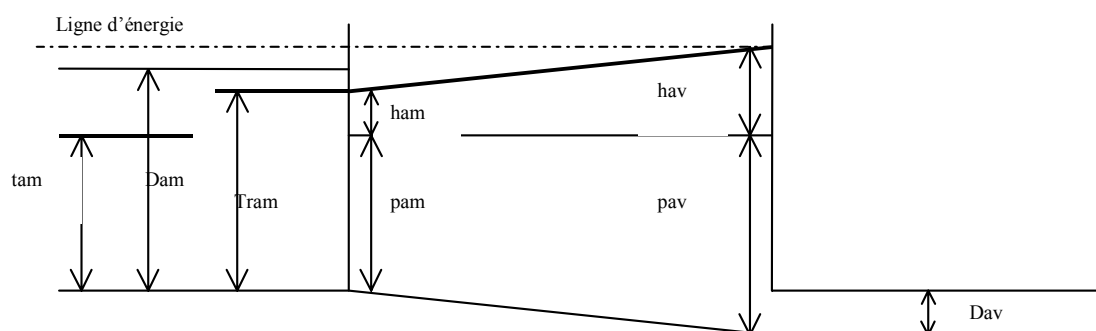
La construction de déversoirs à crête haute est recommandée car l'excès de débit déversé en cas de fortes pluies est faible. Il est nécessaire de garantir un régime fluvial stable à l'amont (on recommande un nombre de Froude inférieur à 0.75) pour un bon fonctionnement mais ceci permet aussi de se prémunir contre la formation de ressaut hydraulique dans la zone de déversement. On peut enfin utiliser la capacité de stockage des conduites amont si elles ont une pente faible, à condition de maintenir une vitesse d'approche

suffisante pour éviter les phénomènes de sédimentation. Enfin, un contrôle de la hauteur d'eau dans la conduite de décharge est nécessaire pour éviter les inondations à l'amont.

Ces différentes études aboutissent, par différents artifices de calculs, à des méthodes de calculs des déversoirs d'orage qui peuvent se faire simplement. Dans le cas des déversoirs latéraux, des abaques sont proposés qui permettent le dimensionnement.

Approche de Giersch

Définition des variables utilisées



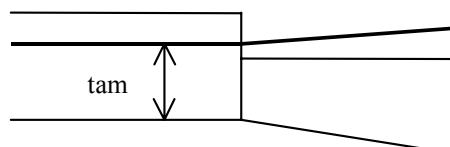
Définition des variables utilisées dans le logiciel DO.

- Q_{10} : débit décennal (m^3/s)
- Q_{ts} : débit de temps sec (m^3/s)
- Q_{cr} : débit de référence (m^3/s)
- Dam : diamètre de la conduite amont (m)
- Iam : pente de la conduite amont (m)
- Dav : diamètre de la conduite aval (m)
- Iav : pente de la conduite aval (m/m)
- pam : hauteur du seuil à l'amont (m)
- pav : hauteur du seuil à l'aval (m)
- Ldo : longueur du déversoir (m)
- Pentedo : pente du déversoir (m/m)
- tam : tirant d'eau dans la conduite amont (m)
- Tram : hauteur de remplissage dans la conduite amont (\neq tam si régime torrentiel) (m)
- ham : hauteur d'eau sur le seuil à l'amont du déversoir (m)
- hav : hauteur d'eau sur le seuil à l'aval du déversoir (m)
- Ham : charge spécifique à l'amont du seuil (m)
- Hav : charge spécifique à l'aval du seuil (m)

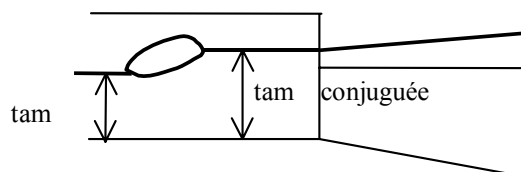
Principe du calcul

C'est une démarche de dimensionnement pour des déversoirs latéraux à crête haute :

- On impose au départ une hauteur de crête amont (p_{am}) et une longueur de déversoir (L_{do}) ;
- On détermine la hauteur d'eau admissible à l'amont du seuil ($Tram$).
L'écoulement à l'amont doit être à surface libre ($tam < Dam$) ; le calcul ne peut pas se faire s'il y a un ressaut dans le déversoir, ce qui est possible si le régime est torrentiel dans la conduite amont. Pour éviter ce cas, on impose des conditions d'écoulement telles que le ressaut se produise dans la conduite amont avant le déversoir. Donc, on prendra pour le calcul :
 - $Tram =$ hauteur d'eau réelle à l'amont (tam) si le régime est fluvial dans la conduite amont.
 - $Tram \geq$ la hauteur conjuguée de tam , s'il est torrentiel.



REGIME FLUVIAL
 $Tram = tam$



REGIME TORRENTIEL
 $Tram =$ hauteur conjuguée de tam

Détermination de la hauteur d'eau admissible à l'amont ($Tram$)

En pratique, pour imposer cette hauteur d'eau, on prévoira une chambre de tranquillisation ou on jouera sur la longueur de déversoir et/ou la hauteur de crête.

- On calcule ensuite la longueur aval étranglée nécessaire. Le calcul se fait au *débit critique* (débit limite de déversement) par application du théorème de Bernoulli, en se basant sur l'hypothèse que la hauteur d'eau au dessus de la crête à l'aval soit nulle ; la charge qui s'exerce sur la conduite aval est alors égale à la hauteur de pelle aval.
- On fait ensuite une vérification des hypothèses de départ au *débit décennal*, basée sur la conservation de l'énergie sur le seuil, en admettant uniquement une perte de charge linéaire de 1% et en calculant la hauteur d'eau moyenne nécessaire pour déverser $Q_{10}-Q_{cr}$ par la formule de Poléni.
- Une dernière étape permet de tenir compte de l'écoulement dans la conduite de décharge et de vérifier que le déversoir n'est pas noyé.

Détail des calculs

Au préalable, on détermine les hauteurs de remplissage et les vitesses correspondantes à Q_{10} , Q_{cr} , Q_{ts} , ainsi que le régime amont (utilisation de l'abaque de Kallwass).

- Hypothèses initiales :

Longueur du déversoir (L_{do}) : en 1^{ère} approximation on peut prendre $L_{do} = \frac{4 \times Q_{cr}}{Dam}$

Fixation de la hauteur de crête (p_{am}) :

$p_{am} >$ tirant d'eau amont pour le débit critique

$p_{am} > 0.25m$ pour éviter des problèmes de dépôts à l'aval

$p_{am} > 0.6.Dam$ pour optimiser les capacités de stockage des conduites (valeur possible pour 1^{ère} approximation)

Hauteur de remplissage admissible à l'amont ($Tram$)

- Calcul de la longueur aval de la conduite étranglée

Le calcul est basé sur le théorème de Bernoulli pour le débit critique. On est en régime fluvial (imposé par le choix de $Tram$) et la ligne d'eau monte sur le seuil ; au débit critique, il ne doit pas y avoir déversement. On suppose que la ligne d'eau arrive juste à la hauteur de la crête à l'aval et on considère que la charge hydraulique sur la conduite étranglée est égale à la hauteur de crête aval :

$H_{av} = P_{av} = P_{am} + L_{do} \times P_{entodo}$.

Par des considérations de pertes de charge sur la conduite aval, on peut montrer que :

$$L_{av} = \frac{P_{av} - v \frac{V_{av}^2}{2g} - D_{av}}{I_{mot} - I_{av}}$$

avec :

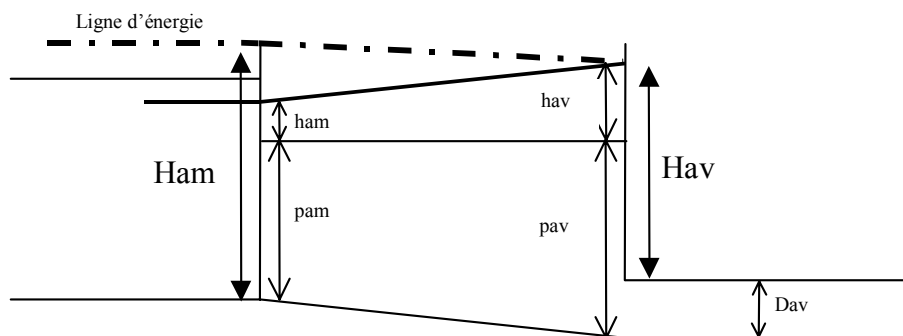
I_{mot} : perte de charge dans la conduite aval (valeur tablée)

v : coefficient défini en fonction du rapport entre charge et diamètre aval.

- Vérification au débit décennal

On suppose que la seule perte d'énergie sur le déversoir est due à une perte de charge linéaire de 1 cm/m. Soit H_{am} l'énergie spécifique à l'amont du déversoir (par rapport au radier amont) et H_{av} l'énergie spécifique à l'aval du déversoir (toujours par rapport au radier amont), on doit avoir :

$H_{av} \approx H_{am} - 0,01 \times L_{do}$.



Forme de la ligne d'eau au débit décennal

On connaît le tirant d'eau amont admissible donc la hauteur sur le seuil à l'amont :

$$ham = Tram - pam$$

On calcule la hauteur d'eau moyenne (hm) sur le seuil pour évacuer le débit à déverser à l'aide de la formule de Poléni :

$$hm^{3/2} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{dev}}{C_d \cdot 1000 \cdot Ldo \cdot \mu \cdot \sqrt{2g}} \text{ avec } \mu=0,40 \Rightarrow hm^{3/2} = \frac{0,85 \times Q_{dev}}{1000 \cdot C_d \cdot Ldo}$$

(avec C_d un coefficient utilisé en cas de déversoir noyé)

On calcule la hauteur d'eau sur le seuil à l'aval du déversoir : $hav = \frac{4hm - ham}{3}$;

D'où la charge spécifique à l'aval du déversoir (par rapport au niveau du radier amont) en supposant que la vitesse est nulle :

$$Hav = pam + hav$$

Puis on calcule la charge spécifique dans la conduite amont :

$$Ham = Tram + \frac{Q_{10}^2}{2gA} \text{ avec } A \text{ la section mouillée.}$$

Hav représente l'énergie «nécessaire» pour évacuer Q_{dev} ,
($Ham - 0,01 \times Ldo$) représente l'énergie «disponible».

Dans tous les cas, on doit avoir $Hav < Ham - 0,01 \times Ldo$. Si cette condition n'est pas vérifiée, on recommence les calculs en augmentant Ldo ou $Tram$ jusqu'à ce que les valeurs d'énergie soient les plus proches possibles.

Remarques

On peut relever plusieurs imprécisions dans la démarche :

- la détermination de la hauteur de remplissage admissible à l'amont $Tram$ reste très floue. Si le régime est torrentiel dans la conduite amont, il faut imposer la formation d'un ressaut dans cette conduite. Choisir la hauteur conjuguée comme hauteur d'eau à l'entrée du déversoir entraîne de fortes incertitudes car la hauteur varie beaucoup après un ressaut et la hauteur conjuguée ne s'établit qu'après une certaine distance.
- dans le choix de la hauteur de crête qui est arbitraire, bien qu'encadré.
- dans le calcul de la hauteur d'eau moyenne hm : la formule utilisée pour le calcul du débit déversé est proche de la formule de Poléni (qui s'applique normalement à des déversoirs frontaux).
- dans la définition de la charge moyenne $= 1/4 \times (ham + 3hav)$; l'importance relative de hav par rapport à ham et les coefficients affectés sont également arbitraires.
- dans la valeur de la perte d'énergie sur le seuil de $0,01 \text{ m/m}$ qui n'est pas justifiée.

FICHE N°33

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Orifices

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.

Orifices

- Orifice en mince paroi, non noyé :

L'orifice est dit "en mince paroi" si l'épaisseur e de la paroi est plus petite que la moitié de la plus petite dimension transversale de l'orifice. Pour éviter l'influence des autres parois, la distance d'un bord de l'orifice à la paroi la plus proche doit être au moins égale à 1.5 fois la plus petite dimension de l'orifice.

On applique alors la formule de Torricelli, qui donne la vitesse en un point à la sortie de l'orifice à la profondeur h par rapport à la surface de l'eau :

$$V = \sqrt{2gh}$$

Pour trouver le débit, on utilise un coefficient de frottement et viscosité (de 0.96 à 0.99) et un coefficient de contraction, regroupés sous le terme m des formules.

- Orifice de petites dimensions :

- pour un écoulement sans vitesse d'amenée : $Q_{dev} = mS \sqrt{2gh}$

- pour un écoulement avec une vitesse d'amenée V_0 : $Q_{dev} = mS \sqrt{2g \left(h + \frac{V_0^2}{2g} \right)}$

- Orifice de grandes dimensions :

- s'il est situé au fond d'un réservoir, alors les formules précédentes sont encore valables,
 - s'il est situé dans une paroi du réservoir, alors il faut intégrer pour obtenir le débit :
 dans le cas d'orifices rectangulaires de largeur L et de hauteur $h_2 - h_1$:

$$Q_{dev} = \frac{2}{3} mL \sqrt{2g} \left[\left(h_2 + \frac{V_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(h_1 + \frac{V_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

Valeurs de m :

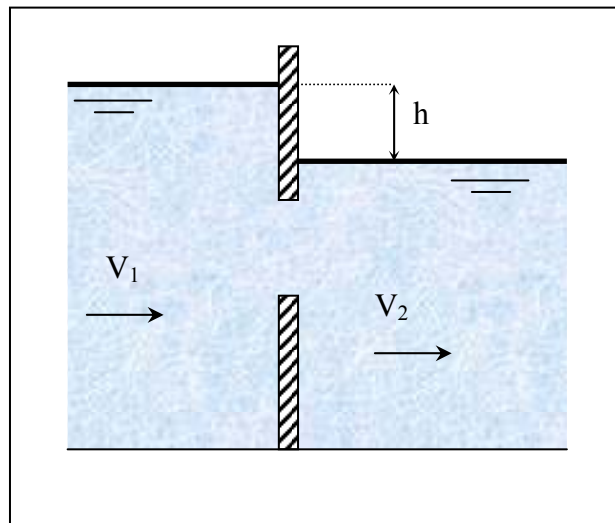
Pour tous les liquides et toutes les formes, on peut prendre comme valeur approchée $m = 0,6$.
 Limites usuelles : entre 0,59 et 0,63.

Pour des orifices petits, on peut utiliser la formule : $m = 0,592 + \frac{4,5}{\sqrt{R}}$

Avec R nombre de Reynolds : $R = d \frac{\sqrt{2gh}}{\nu}$

(d : diamètre de l'orifice et ν viscosité cinématique du fluide).

Orifice noyé



Vue en coupe d'un orifice noyé.

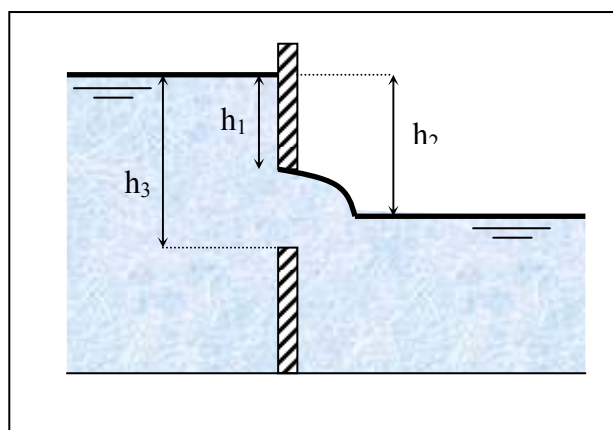
Abréviations :

V_1 et V_2 : vitesses moyennes amont et aval (m/s)	S : section de l'orifice (m^2)
h : différence de hauteur entre les niveaux amont et aval (m)	m : coefficient de débit

$$Q_{dev} = mS \left(V_2 + \sqrt{2gh + V_1^2 - V_2^2} \right)$$

Weissbach a indiqué la formule $m = 0,986$

Orifice partiellement noyé



Vue en coupe d'un orifice partiellement noyé.

$$Q_{dev} = m_1 L (h_3 - h_2) \sqrt{2gh} + \frac{2}{3} m_2 L \sqrt{2g} \left(h_2^{3/2} - h_1^{3/2} \right)$$

Avec m_1 et m_2 mal connues, mais généralement prises égales à 0,60.

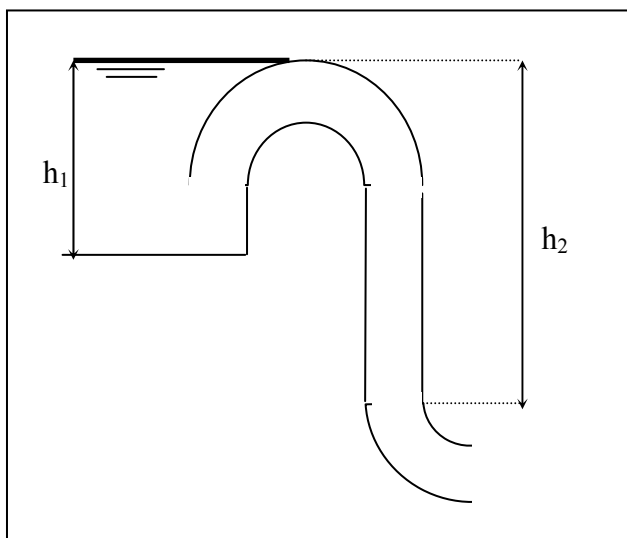
FICHE N°34

Evaluation du fonctionnement des DO par calculs

Siphons

Référence :

DUPONT J.M., 1996, *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage*, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris.



Vue en coupe d'un siphon.

Abréviations :

S : aire de la section à la sortie du siphon	m : coefficient de perte de charge
--	------------------------------------

On prend généralement pour m les valeurs suivantes :

- 0,95 pour les siphons courts
- 0,90 pour les siphons lisses
- 0,85 pour les ouvrages importants
- 0,80 pour la perte de charge minimum.

On a alors :

$$Q_{dev} = mS \sqrt{2g(h_2 - h_1)}$$

FICHE N°35

Ensemble des études du projet DO

- 1996 *Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage.*
J.M. DUPONT, 3^{ème} année de l'Ecole Polytechnique de Paris
- 1997 *Classification et typologie des déversoirs d'orage.*
A. BEZIAT, Mastère Eau Potable et Assainissement (ENGEES).
- 1998 *Modélisation tridimensionnelle des déversoirs d'orage.*
V. RIVASSEAU, D.E.A. Mécanique et Ingénierie et 3^{ème} année ENGEES
- 1999 *Elaboration d'un outil de simulation hydraulique des réseaux d'assainissement.*
M. BUYER D.E.A. mécanique et Ingénierie ULP
- 2000 *Modélisation 3D des déversoirs d'orage.*
H. COMBES, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES
- 2000 *Modélisation 1D des déversoirs d'orage .*
M. FRANCOIS 4^{ème} année technologique ENGEES
- 2000 *Schéma TVD et modélisation des réseaux d'assainissement.*
S. HAM maîtrise de mathématiques appliquées ULP
- 2001 *Modélisation 3D et calage des déversoirs d'orage.*
G. LIPEME D.E.A. mécanique et Ingénierie ULP
- 2001 *Modélisation 1D et calage des déversoirs d'orage.*
S. FLAMENT diplôme d'ingénieur de l'ENGEES
- 2001 *Mise au point d'un algorithme de mesure de surface d'eau en lumière structurée.*
L. CHARDON Maîtrise de Mathématiques option Ingénierie ULP
- 2001 *Validation d'un capteur de mesure 3D de surface libre en lumière structurée*
M. ANSTETT Mémoire de DUT Mesures Physiques ULP
- 2002 *Instrumentation des déversoirs d'orage : mise en place de l'autosurveillance à Sélestat*
D. ROLLET diplôme d'ingénieur de l'ENGEES
- 2002 *Transport de flux en réseau d'assainissement : Modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités.*
Marc BUYER Thèse de doctorat de l'ULP : Soutenue le 5 décembre 2002, Université Louis Pasteur de Strasbourg.
- 2003 *Etude des déversoirs latéraux : Validation du logiciel Déversoir et étude comparative des formules et modèles existants*
B. LABEYRIE, C. STELS, E. VIARD Licence Professionnelle "Eau et Environnement"
ENGEES-ULP

- 2003 *Mise au point d'un nouveau mode d'instrumentation des déversoirs d'orage : application au site de Sélestat*
Y. GALLIN diplôme d'ingénieur de l'ENGEES
- 2004 *Validation des mesures de débit et pollution sur le réseau de Sélestat. Application de l'autosurveillance.*
Yannick SIMONIN, diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.
- 2004 *Principe de réduction de la pollution particulaire déversée en période d'orage - mise au point d'un nouveau concept de déversoir*
Gislain LIPEME-KOUYI Thèse de doctorat de l'ULP : Soutenue en décembre 2004, Université Louis Pasteur de Strasbourg.

L'ensemble de toutes ces études est disponible en téléchargement sur le site de l'ENGEES.

FICHE N°36

Le logiciel de simulation CalDO

Le logiciel CalDO, mis au point conjointement par l'ENGEES et Anjou Recherche – Veolia Water, a pour objectif de faire le diagnostic hydraulique des déversoirs d'orage dits à seuils latéraux. En introduisant les caractéristiques géométriques de l'ouvrage (hauteur de crête, longueur,...) ainsi que les caractéristiques des conduites amont et aval, le logiciel CalDO est capable de fournir le débit déversé en fonction du débit amont, la ligne d'eau le long de la crête déversante, la courbe de fonctionnement du déversoir ainsi que son débit de référence.

Les principaux phénomènes simulés

Ce code de calculs prend en compte le fonctionnement hydraulique du déversoir dans son environnement. En effet, les conduites et particulièrement les pentes amont et aval jouent un rôle déterminant dans le fonctionnement de l'ouvrage. L'une des particularités hydrauliques est que le ressaut hydraulique (brusque élévation du niveau d'eau) est très fréquent. Pour cela, on utilise une technique de calculs appropriée à ce phénomène.

Le logiciel CalDO permet de simuler le fonctionnement d'une entité comprenant au plus deux conduites amont en série, un déversoir d'orage, une vanne en aval immédiat du déversoir et au plus deux conduites en série en aval du déversoir.

Le déversoir lui-même est de type latéral, avec au plus deux seuils latéraux identiques (gauche et droit) qui peuvent être courts ou longs, hauts ou bas, avec ou sans entonnement.

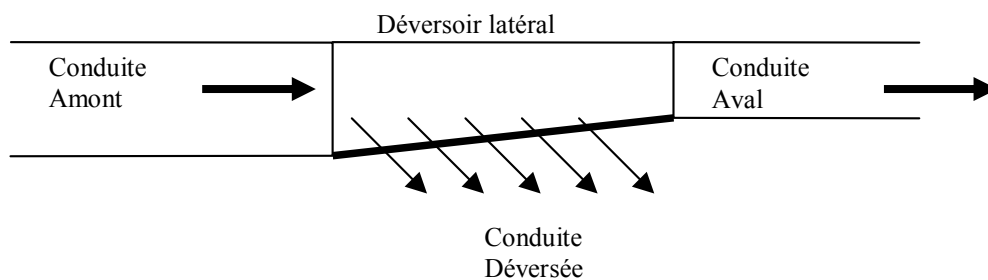


Figure 1 : Schéma du déversoir de type latéral.

Les principaux phénomènes simulés sont les suivants :

- a) la propagation des débits dans l'entité par la résolution des équations de Barré de Saint Venant,
- b) le calcul des débits déversés au droit du ou des seuils par le couplage des équations de Barré de Saint Venant et d'une équation locale de déversoir latéral déterminée par Hager (voir référence bibliographique),
- c) la prise en compte des phénomènes de mise en charge et des phénomènes d'influence aval due à la vanne.

Les principales originalités de CalDo

L'outil CalDo se distingue notamment par les originalités suivantes :

- a) La possibilité de reproduire par le calcul des changements de régime hydraulique et donc du ressaut hydraulique, qu'ils se produisent dans les conduites ou dans le déversoir, comme le proposent à titre d'exemples les Figure 2 et Figure 3.

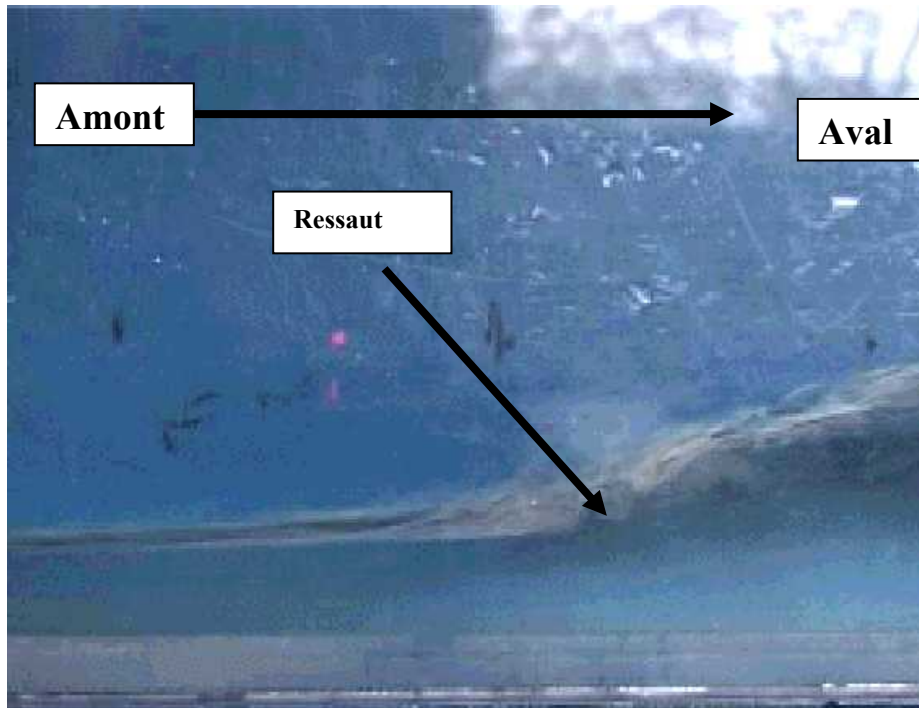


Figure 2 : Photographie d'un ressaut hydraulique dans un canal.



Figure 3 : Illustration d'un déversoir latéral avec ressaut hydraulique en son aval.

- b) La possibilité de prendre en compte **l'entonnement**, c'est-à-dire la diminution de la section le long du déversoir. Cette contraction est caractérisée par l'angle d'inclinaison de la crête par rapport à la conduite amont,

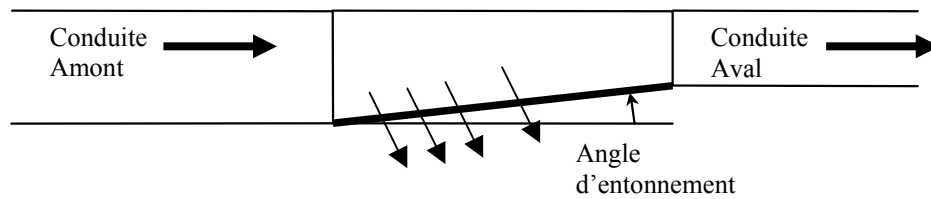


Figure 4 : Schéma du déversoir de type latéral avec entonnement (vue du dessus).

- c) La possibilité de traiter les ouvrages à **seuil bas ou haut**

- En cas de crête basse, la hauteur de crête (Hcrête) est inférieure à la hauteur de la conduite aval (Haval) et donc la conduite aval est généralement à surface libre lors d'un déversement.

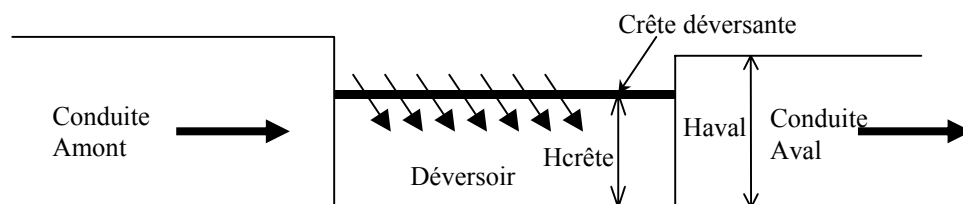


Figure 5 : Schéma du déversoir de type latéral à seuil bas.

- En cas de crête haute, la hauteur de crête (Hcrête) est supérieure à la hauteur de la conduite aval (Haval) et donc la conduite aval est généralement en charge lors d'un déversement.

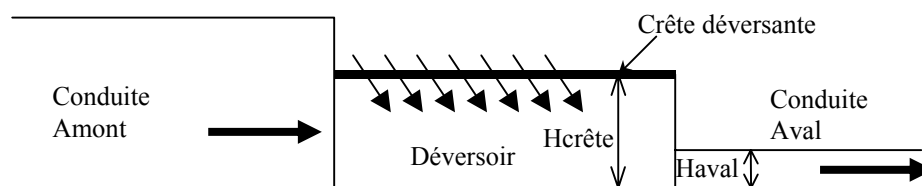


Figure 6 : Schéma du déversoir de type latéral à seuil haut.

- d) La prise en compte des **misés en charge** des conduites amont et aval, cas particulièrement fréquent pour des seuils hauts.



Figure 7 : Photographie d'un ouvrage à seuil haut avec conduite aval en charge.

- e) La prise en compte d'une vanne à l'aval de la crête et donc de son influence potentielle sur l'écoulement.

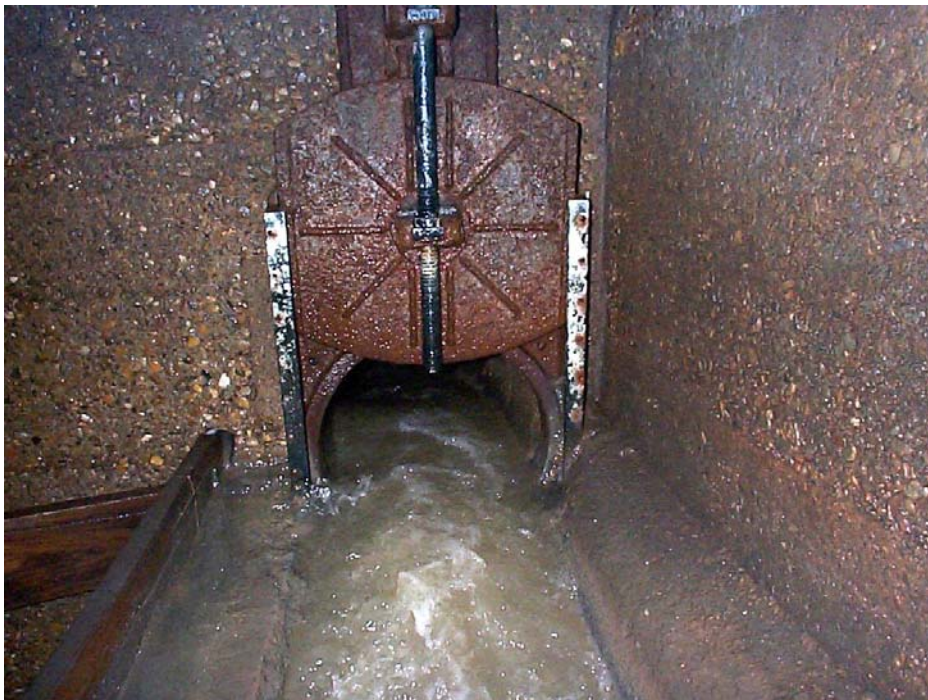


Figure 8 : Exemple d'une vanne en aval d'un seuil latéral.

- f) La prise en compte **de l'inclinaison de la crête et du radier par rapport à l'horizontale** (et donc pouvant être différentes des pentes amont ou aval par exemple).

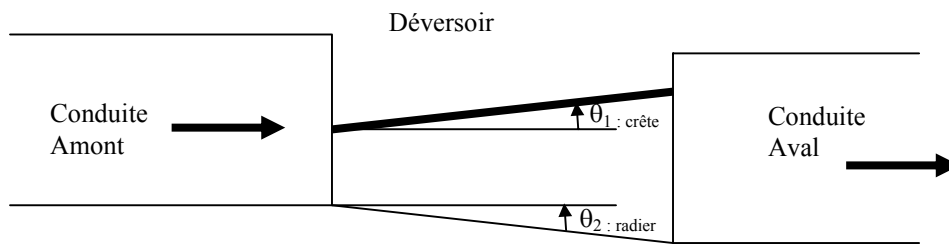


Figure 9 : Schéma explicatif concernant l'inclinaison de la crête du déversoir.

- g) La prise en compte **d'une ou de deux crêtes déversantes identiques**, symétriques par rapport à l'axe du déversoir.

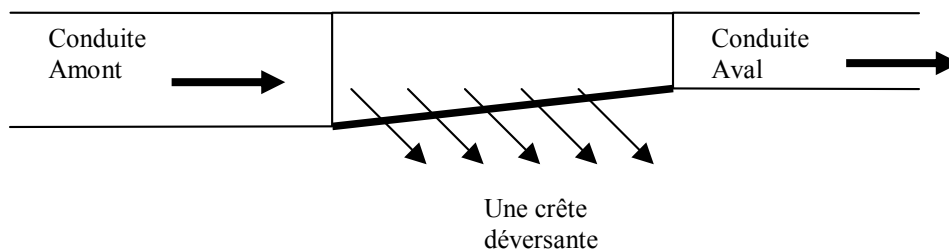


Figure 10 : Schéma explicatif pour un déversoir à une crête

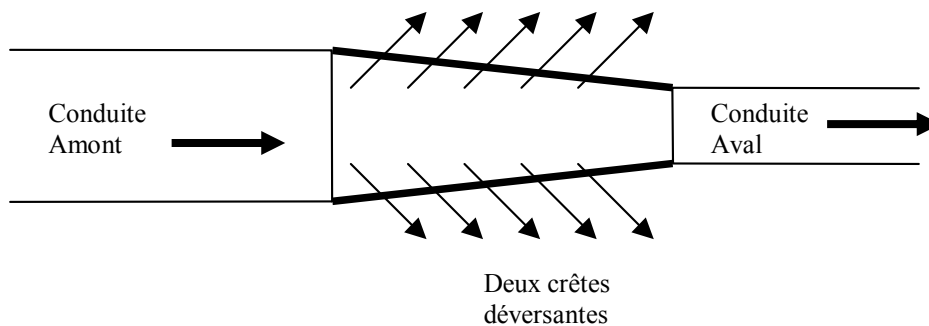


Figure 11 : Schéma explicatif pour un déversoir à deux crêtes.

Les limites de la version actuelle de CalDO

En plus des limites inhérentes aux équations utilisées et à leur résolution mathématique, il est important de noter les limites actuelles de la version courante du logiciel :

- **Angle d'entonnement** : la valeur limite de validité dans les tests effectués (validation par rapport à des mesures expérimentales) à ce jour de cet angle est de 20° (cette limite n'est pas bridée dans le mode de saisie),

- **La forme de la cunette du déversoir est celle de la section du tronçon juste en amont du déversoir** : les seules exceptions sont les cas des tronçons circulaires, ovoïdes et fer à cheval pour lesquels la cunette aura une section en U avec des caractéristiques équivalentes,
- **Mis à part la vanne en aval, aucune perte de charge locale due à un changement de direction n'est calculée entre les différents éléments constitutifs du déversoir**, ce qui revient à considérer tous ces éléments comme « alignés » donc sans prise en compte de changement de direction du type coude,
- **La conduite dite de « décharge » ou « déversée » n'est pas prise en compte** et donc une éventuelle influence aval sur cette conduite (du type influence du niveau de la rivière) n'est donc pas prise en compte,
- **L'ouverture minimale de la vanne est limitée à 5 cm**, pour des raisons de stabilité de calcul,
- **L'outil calcule le régime permanent d'un cas**,
- **En cas de calcul d'un déversoir à crête double, les seuils sont symétriques par rapport à l'axe du déversoir et les seuils ont la même hauteur**,
- **La précision des résultats calculés par CalDo est celle correspondant à la validation de l'outil réalisée sur un pilote en laboratoire**,
- **La ligne d'eau est calculée au centre de la cunette du déversoir et non au droit de la crête (voir figure ci-après).**

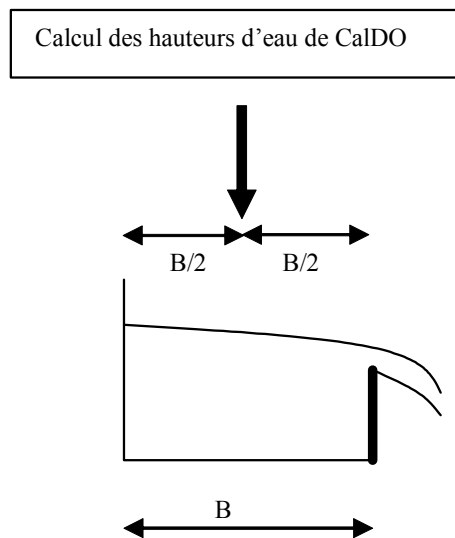


Figure 12 : Schéma explicatif concernant les hauteurs d'eau calculées par CalDo (cas d'un déversoir à crête simple).

En plus des limites dues aux algorithmes, le choix a également été fait de brider la saisie d'un certain nombre d'informations comme :

- **Les dimensions des conduites** sont comprises entre 10 cm et 5 m pour l'amont du déversoir et entre 10 cm et 5 m pour l'aval du déversoir,
- **Les pentes des canalisations** sont limitées entre -30 et $+30\%$ avec un avertissement sur la validité pour les pentes supérieures à 5% ,
- **La rugosité** au sens Manning Strickler est limitée aux valeurs comprises entre 20 et 150,
- **La longueur des canalisations** est comprise entre 1 et 100 m,

- **La hauteur de crête** est donnée à l'amont du déversoir et est strictement supérieure à 0 et inférieure à 5 m,
- **La pente de la crête** est comprise entre -45% et +45%,
- **La longueur du déversoir** est comprise entre 10 cm et 30 m.

Nous rappelons ici qu'il est indispensable de prendre connaissance des limites actuelles de l'outil pour en faire une bonne utilisation et notamment ne pas vouloir obtenir une précision supérieure à celle obtenue pendant la validation de l'outil.

La mise au point de CalDo

CalDo s'appuie sur la résolution du système d'équations de Barré de Saint Venant et de la relation de Hager (cas d'un déversoir de type latéral) par le biais d'un schéma numérique aux volumes finis explicite de type TVD (Total Variation Diminishing), seul capable de prendre en compte et de localiser correctement les discontinuités en régime transitoire.

Les résultats du logiciel CalDo ont été validés à l'aide d'un pilote de laboratoire de déversoir mis en place au L.E.G.T.A. d'Obernai et les principales conclusions sont les suivantes :

- les erreurs maximales varient de -10 à 13% avec une majorité des cas entre -5 et +5%. Cela indique que les performances de l'outil sont très intéressantes sur des cas aussi complexes que les déversoirs de type latéraux,
- CalDo a une légère tendance à surestimer le débit déversé par rapport aux mesures expérimentales,
- **les paramètres les plus sensibles et donc ceux sur lesquels il va falloir porter une attention particulière sont : le diamètre amont et aval, la hauteur de crête, et les pentes.**

FICHE N°37

La modélisation 3D

Référence :

Gislain LIPEME-KOUYI ,2004, Principe de réduction de la pollution particulaire déversée en période d'orage - mise au point d'un nouveau concept de déversoir , Thèse de doctorat de l'ULP : Soutenue en décembre 2004, Université Louis Pasteur de Strasbourg.

Le but de cette étude est de valider à partir de mesures expérimentales, la modélisation des mécanismes hydrodynamiques présents dans les déversoirs d'orage en utilisant le code de calcul tridimensionnel FLUENT®. Dans un premier temps, nous décomposons le comportement hydrodynamique de cet ouvrage en mécanismes simples que nous modélisons et validons expérimentalement de façon indépendante. Cette phase permet de fournir des renseignements sur le type de traitement des conditions aux limites et initiales, sur le nombre de mailles minimales à respecter ainsi que sur le modèle de turbulence. Dans un deuxième temps, nous simulons un déversoir latéral, puis nous validons les résultats numériques grâce à un ensemble de mesures de débits (conservé et déversé) et de mesures de la surface libre en 3D, obtenu sur un pilote expérimental.

Modélisation des différents phénomènes

Décomposition en mécanismes simples

Afin de mettre en évidence la complexité du fonctionnement de ces ouvrages, la figure 1 représente un déversoir d'orage latéral à crête basse en cours de déversement (pilote d'Obernai). Un déversoir est dit à crête basse lorsque la hauteur de crête est inférieure à la hauteur de la conduite aval et donc la conduite aval est généralement à surface libre lors d'un déversement.

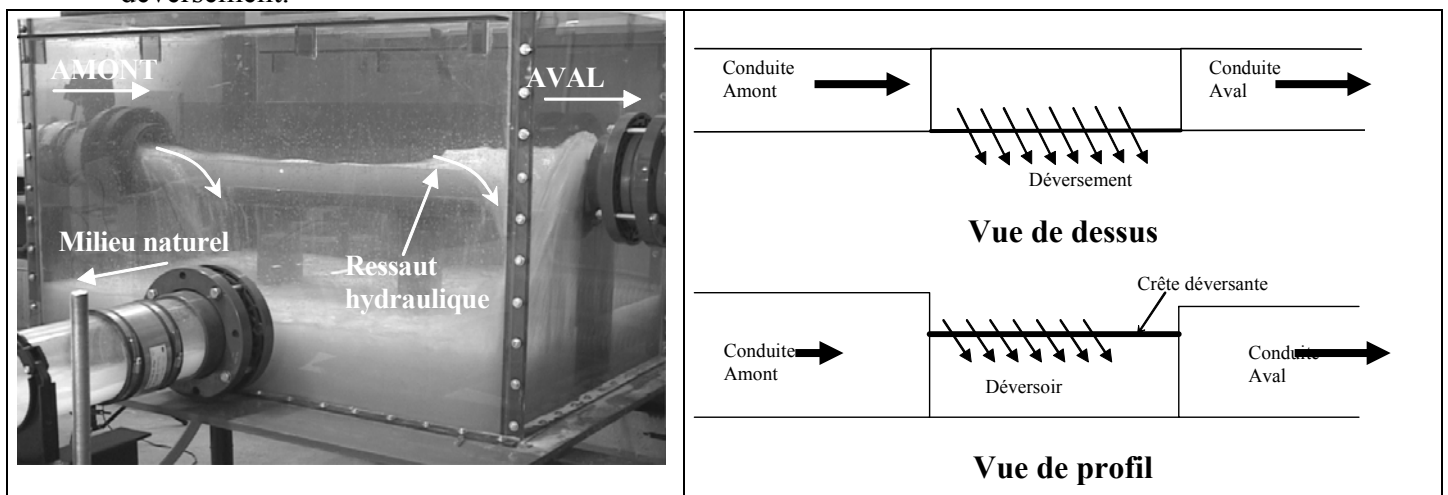


Figure 1 : Fonctionnement d'un déversoir d'orage latéral à seuil bas

On constate qu'il déverse un peu à l'amont et beaucoup à l'aval de la crête alors qu'en partie centrale, il n'y a pas de déversement. Aux deux tiers de la crête déversante, la ligne d'eau croît rapidement, compte tenu du ressaut hydraulique. L'étude en laboratoire (pilote d'Obernai) a montré que, pour les déversoirs latéraux, le ressaut hydraulique est souvent

présent soit au droit de la crête déversante, soit dans les conduites amont ou aval de l'ouvrage (Buyer, 2002).

La figure 2 représente un déversoir à crête haute avec entonnement (contraction latérale). Un déversoir est dit à crête haute lorsque la hauteur de crête est supérieure à la hauteur de la conduite aval. La conduite aval est généralement en charge lors d'un déversement. On constate une élévation brutale de la surface libre à l'aval. Cette élévation importante de la ligne d'eau à l'aval est due à l'effet de l'entonnement combiné à la mise en charge à l'aval.

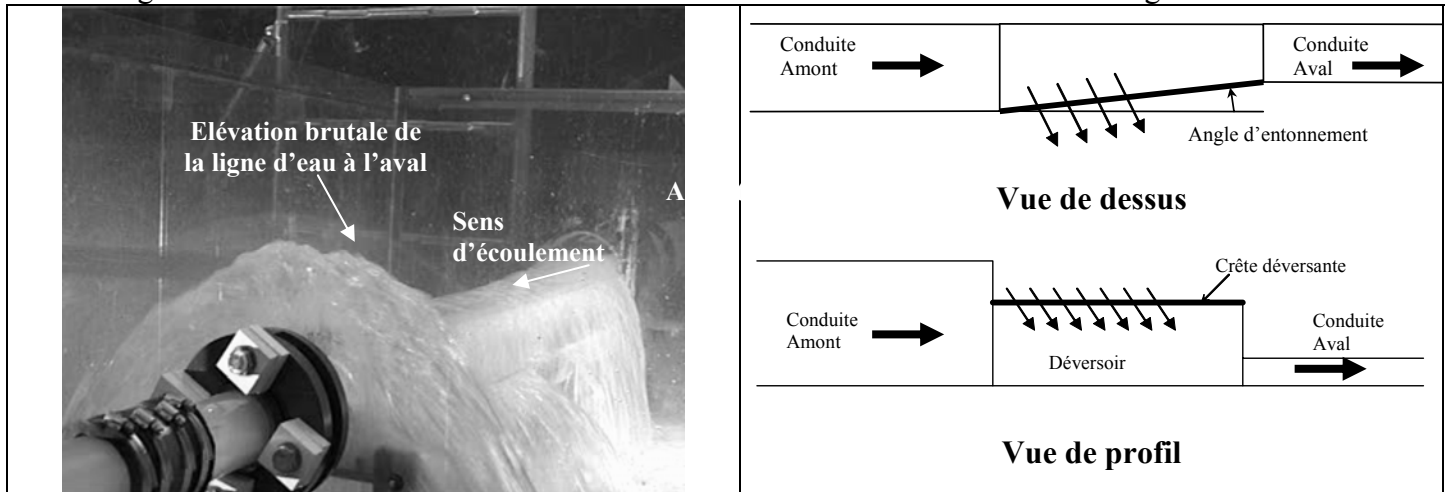


Figure 2 : Fonctionnement d'un déversoir latéral à seuil haut

Compte tenu des mécanismes illustrés par les figures 1 et 2, nous pouvons proposer une décomposition en phénomènes simples de la façon suivante :

- ◆ courbes de remous en fluvial et torrentiel, sans contraction latérale,
- ◆ écoulement au droit d'un seuil,
- ◆ ressaut hydraulique,
- ◆ prise en compte des effets de la contraction latérale dans le déversoir.

Equations

Le code de calculs tridimensionnel FLUENT[®] peut être utilisé pour résoudre des problèmes multiphasiques complexes. Les équations aux dérivées partielles décrivant l'écoulement (les équations de Reynolds) sont écrites sous une forme algébrique conservative, mettant en relation la pression, la vitesse et les contraintes de Reynolds (Versteeg et al., 1995). La forme des équations aux dérivées partielles, en diphasique, est la suivante :

- ◆ pour chaque phase q :

$$\frac{\partial \alpha_q}{\partial t} + V_i \frac{\partial \alpha_q}{\partial x_i} = 0 \quad ; \quad 0 \leq \alpha_q \leq 1 \quad ; \quad \sum_{q=1}^n \alpha_q = 1$$

n : nombre de phases et α_q la fraction volumique de la phase q. Dans chaque cellule, la masse volumique ρ et la viscosité μ globales sont représentées par la moyenne pondérée par la

$$\text{fraction volumique : } \rho = \sum_{q=1}^n \alpha_q \rho_q \quad ; \quad \mu = \sum_{q=1}^n \alpha_q \mu_q$$

- ◆ Conservation de la quantité de mouvement :

$$\rho \frac{DV_i}{Dt} = \frac{\partial p V_i}{\partial t} + V_j \frac{\partial p V_i}{\partial x_j} = - \frac{\partial P}{\partial x_i} + \rho g_i + \mu \frac{\partial^2 V_i}{\partial x_j \partial x_j} - \frac{\partial \overline{\rho (v_i v_j)}}{\partial x_j}$$

Dans le système d'équations de Navier-Stokes moyenné, il apparaît les termes $\overline{v_i v_j}$ appelés tenseur de Reynolds. La résolution des équations ainsi obtenues impose la connaissance de cette nouvelle inconnue. Nous utilisons l'approche de Boussinesq qui propose de relier ce tenseur à la vitesse moyenne V_i , et d'introduire la notion de viscosité turbulente ν_t ($m^2.s^{-1}$) par la relation :

$$\overline{v_i v_j} = \nu_t \left(\frac{\partial V_i}{\partial x_j} + \frac{\partial V_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij}$$

L'estimation du tenseur de Reynolds repose sur la détermination de la viscosité turbulente. Il est nécessaire d'introduire de nouvelles équations dites de «fermeture» pour pouvoir déterminer toutes les inconnues. Pour ce faire, on fait appel aux modèles de turbulence. Le modèle k-ε est largement utilisé et validé (Rodi, 1984). k représente l'énergie cinétique turbulente et ε le taux de dissipation de l'énergie cinétique turbulente. Ce dernier réalise le calcul de cette grandeur en écrivant que :

$$\nu_t = \frac{\mu_t}{\rho} = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}$$

Ainsi, la résolution des équations de transport de k et de ε pour chaque phase permet de «fermer» le système d'équations et de déterminer toutes les inconnues. Les équations de transport du modèle retenu sont les suivantes :

◆ Équation de transport de l'énergie cinétique turbulente

$$\underbrace{\frac{\partial(\rho k_q)}{\partial t}}_I + \underbrace{\frac{\partial(\rho k_q V_i)}{\partial x_i}}_{II} = \underbrace{\frac{\partial \left(\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k_q}{\partial x_i} \right)}{\partial x_i}}_{III} + \underbrace{\frac{\mu_t \Omega}{IV}} - \underbrace{\rho \varepsilon_q}_V$$

◆ Équation de transport du taux de dissipation de l'énergie cinétique turbulente

$$\underbrace{\frac{\partial(\rho \varepsilon_q)}{\partial t}}_I + \underbrace{\frac{\partial(\rho \varepsilon_q V_i)}{\partial x_i}}_{II} = \underbrace{\frac{\partial \left(\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon_q}{\partial x_i} \right)}{\partial x_i}}_{III} + \underbrace{C_1 \frac{\varepsilon_q}{k_q} \mu_t \Omega}_{IV} - \underbrace{C_2 \rho \frac{\varepsilon_q^2}{k_q}}_V$$

avec : $\Omega = 2S_{ij}S_{ij}$ et $2S_{ij} = \frac{\partial V_i}{\partial x_j} + \frac{\partial V_j}{\partial x_i}$

σ_k , σ_ε , C_1 et C_2 : constantes empiriques sans dimensions.

Dans ces équations, I représente le taux de variation de k (ou ε) en fonction du temps, II représente le transport de k (ou ε) par convection, III représente le transport de k (ou ε) par diffusion moléculaire et turbulente, IV est le taux de production de k (ou ε) et V est le taux de destruction de k (ou ε).

Conditions aux limites et initiales

Plusieurs types de conditions aux limites sont proposés dans FLUENT® (conditions de symétrie, de pression, de flux, de vitesse imposée ...). Nous en utilisons essentiellement trois : vitesse d'entrée, pression de sortie et rugosité.

La première condition aux limites («velocity-inlet») correspond à une vitesse imposée. Nous injectons ainsi le débit à partir d'une vitesse et d'une section mouillée (conditions aux limites de type Dirichlet). Dans ce cas, il faut que la longueur de la conduite d'entrée soit suffisante pour permettre au profil de vitesse de se développer. Nous verrons par la suite la longueur à imposer. Dans le cas d'un régime fluvial dans cette conduite, il n'est pas nécessaire d'être précis sur la position de la hauteur d'eau à la condition aux limites puisque le point de contrôle est à l'aval. Il est également possible d'imposer une vitesse à la sortie pour représenter une station de pompage par exemple.

La deuxième condition «pressure-outlet» (pression de sortie) est appliquée au niveau des sorties déversée ou conservée. Ce sont des conditions de type Neumann (sortie de fluide à la pression atmosphérique ou à la pression statique). Cette condition aux limites permet de ne pas imposer le débit de sortie. Elle est utilisée dans le cas d'une chute, par exemple à l'aval d'un seuil.

La condition de rugosité permet de prendre en compte la couche limite au niveau de la paroi. La taille des cellules proches des parois joue un rôle capital dans la modélisation de la turbulence. Si l'on prend l'exemple du modèle de turbulence k-ε standard, le maillage doit être réalisé de telle sorte que le centre de la première cellule la plus proche de la paroi se trouve dans la sous-couche limite visqueuse.

Concernant les conditions initiales, il est nécessaire de fixer des volumes d'eau et d'air ayant des vitesses initiales. Le calcul de l'intensité turbulente et du diamètre hydraulique permet d'obtenir des valeurs initiales pour la turbulence. L'intensité turbulente est obtenue de façon empirique (FLUENT, 2001) :

$$I = 0.16 (\text{ReD}_h)^{-1/8} \quad \text{avec } \text{Re} = UR_h/\nu \text{ le nombre de Reynolds.}$$

Modélisation individuelle des différents mécanismes

Courbes de remous

Il s'agit dans ce cas de mettre en évidence la capacité du code de calcul à modéliser la ligne d'eau dans un canal rectiligne, en régime fluvial ou torrentiel. Dans cette partie, on s'intéresse à l'effet des conditions initiales et aux limites ainsi qu'au nombre de mailles sur le résultat final. Puisqu'on ne recherche qu'à reproduire le tirant d'eau, le calcul se fait en 2D. La figure 5 représente le maillage et les conditions initiales utilisées pour le calcul.

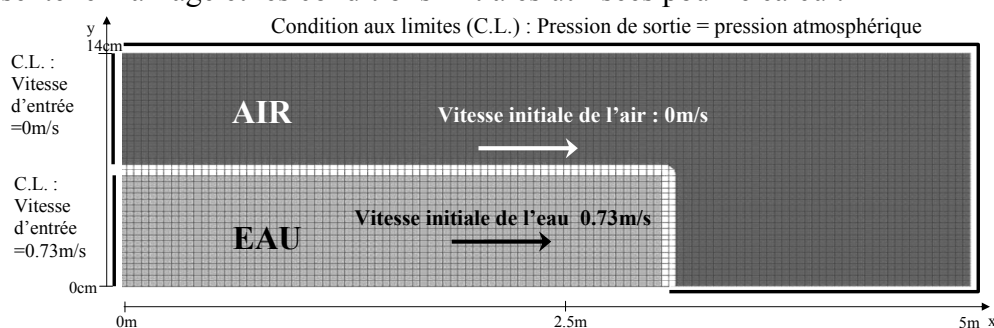


Figure 5 : Maillage et conditions aux limites pour le canal.

Les résultats de simulation 2D ont été ensuite confrontés aux mesures expérimentales de hauteurs d'eau, obtenues à l'aide d'un limnimètre sur un canal rectangulaire réel de 0.075 m

de large et 5 m de long (figure 6). Les erreurs de mesure du limnimètre sont évaluées à ± 2 mm.

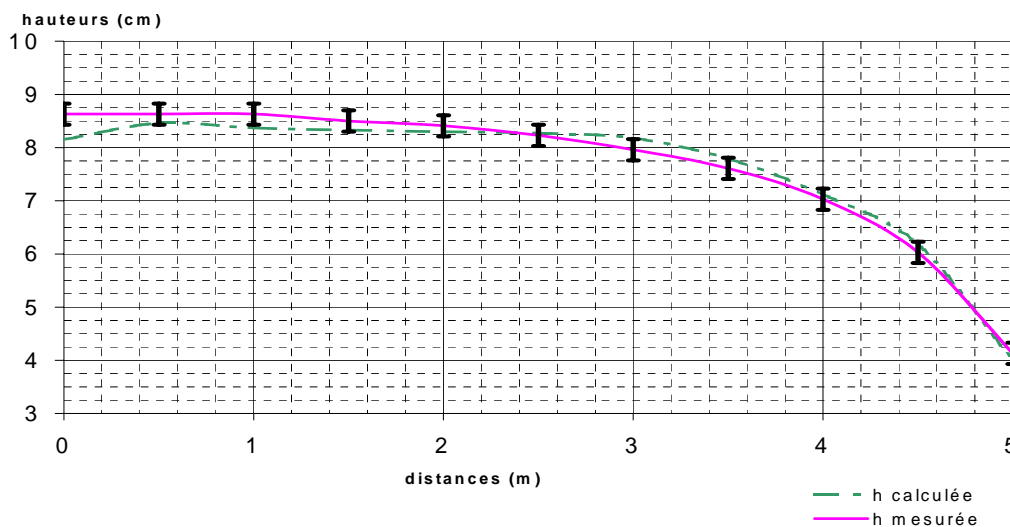


Figure 6 : Comparaison des hauteurs d'eau

On constate que l'erreur de calcul est inférieure à l'erreur de mesure. De plus, dans ce cas il faut une distance de 50 cm à l'amont du canal pour permettre de stabiliser la ligne d'eau, ce qui correspond à un rapport longueur/hauteur d'eau de 6.

Le nombre de mailles sur la hauteur est au moins de l'ordre de 12. La répartition des mailles est uniforme. En effet, différentes caractéristiques du maillage (maillage uniforme, non uniforme, dense) ont été testées sur une conduite en charge. Le critère de précision des calculs choisi est le profil de vitesse théorique dans la zone logarithmique. Une étude comparative réalisée par Combes (2000) a conclu qu'il fallait au moins 12 mailles suivant le diamètre pour représenter la distribution des vitesses.

Écoulement au droit d'un seuil et ressaut hydraulique

L'objectif dans ce cas est de tester la capacité du logiciel à prédire un écoulement au droit d'un seuil rectangulaire sans contraction à mince paroi dénoyé, en situation de nappe adhérente. La figure 7 représente les conditions initiales et aux limites imposées.

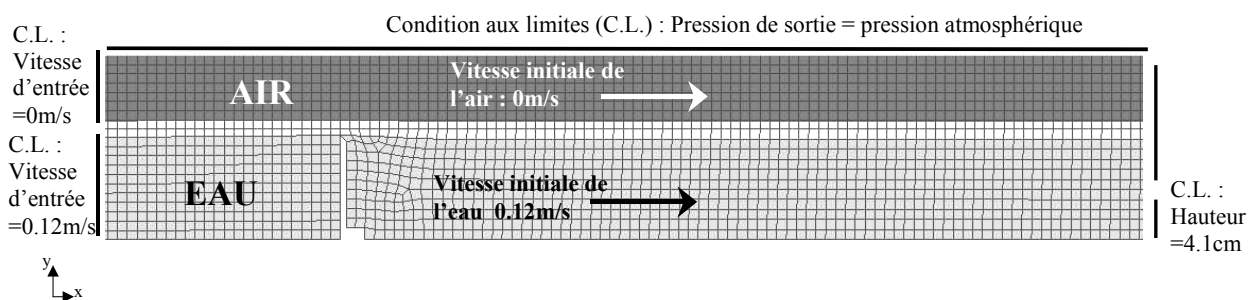


Figure 7 : Conditions aux limites et initiales pour la modélisation du seuil

Comme pour l'exemple précédent, la modélisation est effectuée en 2D. Le nombre de mailles est de 7000. La figure 8 représente la comparaison des tirants d'eau entre les résultats de la modélisation et les mesures expérimentales.

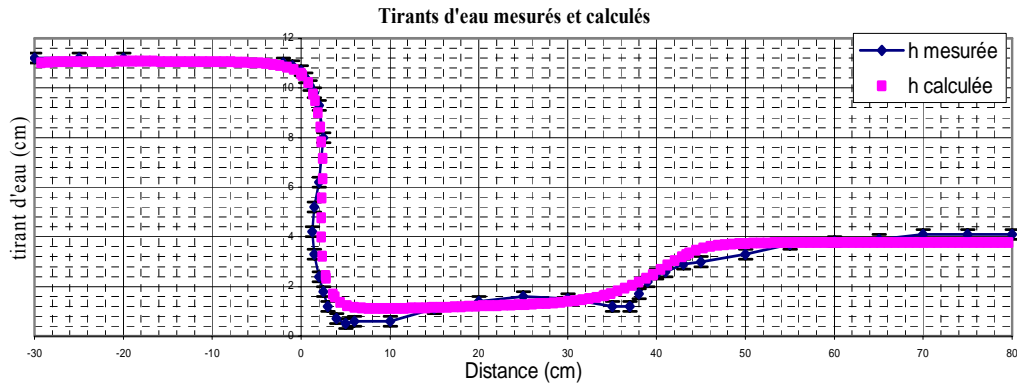


Figure 8 : Comparaison des hauteurs d'eau

On remarque que le ressaut hydraulique simulé est positionné à 5 cm du ressaut réel. La forme de la ligne d'eau à travers le seuil est reproduite avec une erreur de 5 %. A titre d'indication, des tests réalisés avec un maillage plus faible sur la hauteur (inférieur à 12 mailles) ont montré que le ressaut hydraulique simulé est décalé vers la droite.

Prise en compte de l'entonnement

Cette partie s'intéresse à la modélisation de l'entonnement. Pour cela, nous utilisons le Venturi représenté à la figure 9. Les simulations ont été réalisées pour différents paramètres de maillage. Le nombre de mailles simulé varie de 1000 à 27 000 cellules. La figure 10 représente le maillage ainsi que les conditions aux limites et initiales en 3D. Nous avons cherché à montrer l'influence du nombre de mailles suivant la longueur (nx), la hauteur (ny) et la largeur (nz) pour la modélisation des paliers de hauteurs observables dans un venturi. Les nx, ny et nz ne sont valables que dans le cas du venturi. La modélisation 3D ne reproduit pas les ondes croisées au niveau de la surface libre.

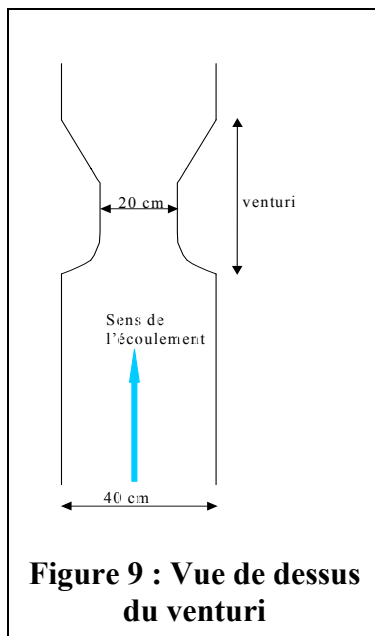


Figure 9 : Vue de dessus du venturi

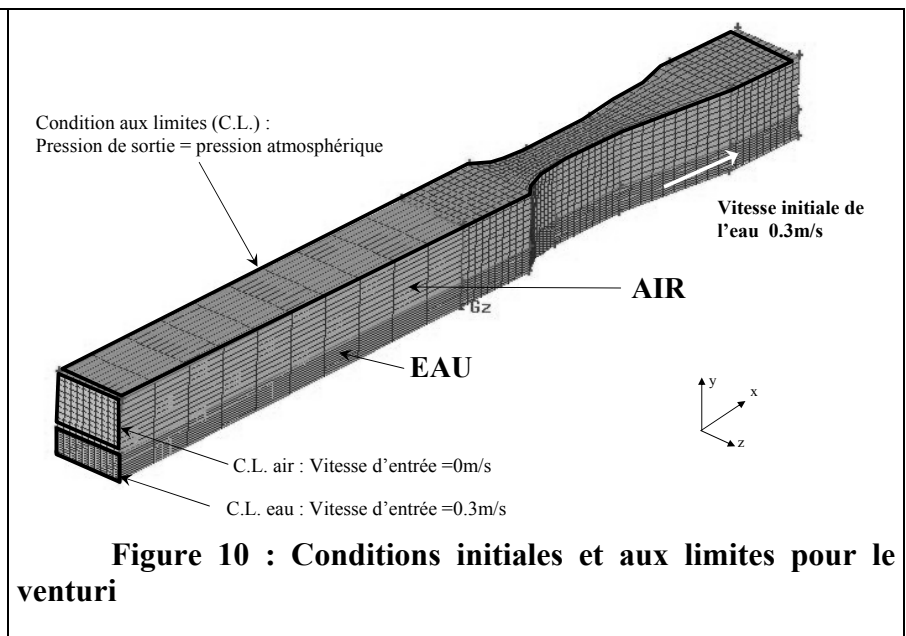


Figure 10 : Conditions initiales et aux limites pour le venturi

La comparaison des résultats est donnée aux figures 11 et 12 pour chaque triplet (nx, ny, nz). La ligne d'eau est extraite au niveau du plan médian du venturi. On constate que pour nx = 5, 10 et 12, l'erreur en entrée du venturi est plus importante que pour un nx supérieur à 20. Il faut donc un nombre de mailles minimum suivant la longueur de 20 dans le venturi, pour représenter les paliers de hauteur avec une erreur voisine de 5 % (figure 11).

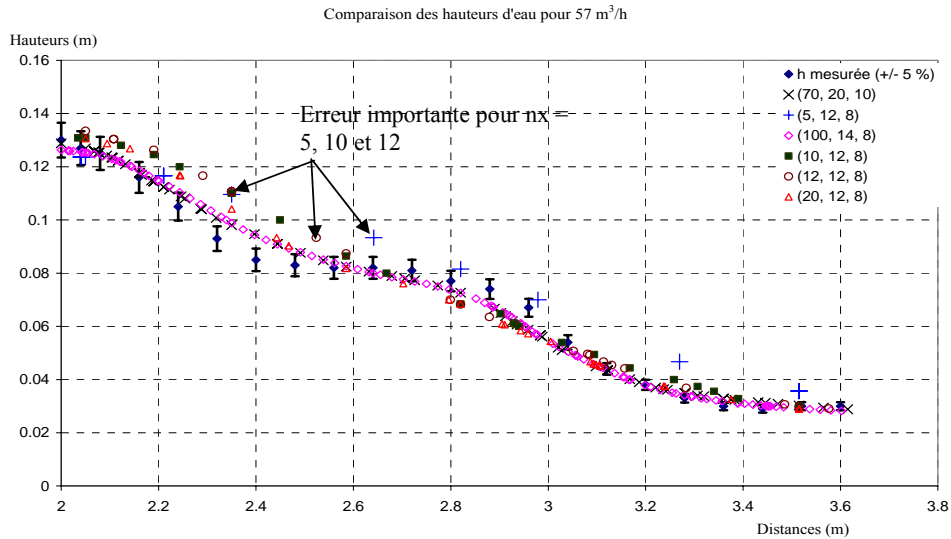


Figure 11 : Influence du nombre de mailles suivant la longueur dans le venturi

La figure 12 montre l'influence du nombre de mailles suivant la hauteur pour $n_x > 20$. Il faut au minimum 12 mailles suivant la hauteur pour reproduire tous les paliers. On constate également que 3 mailles suivant la largeur suffisent pour simuler correctement la ligne d'eau dans un venturi (figure 12).

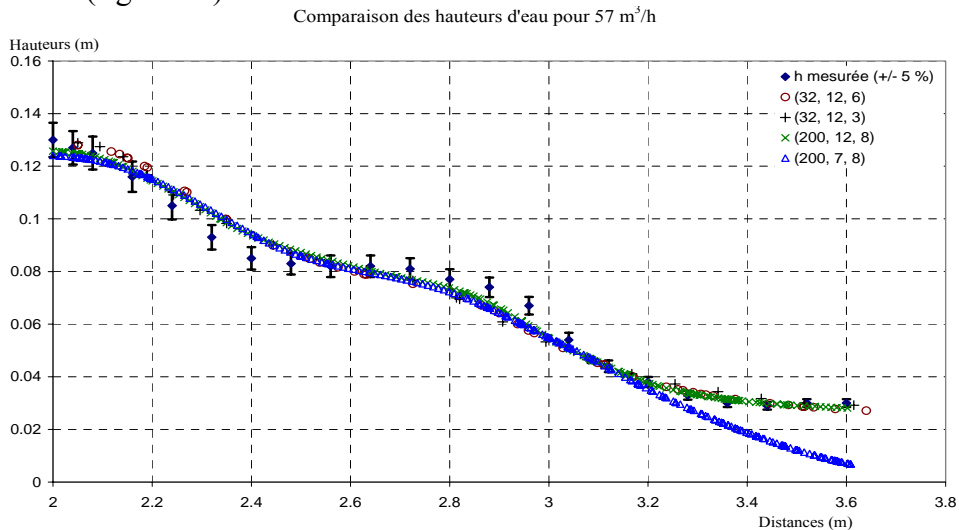


Figure 12 : Influence du nombre de mailles suivant la hauteur dans le venturi

Concernant la condition aux limites amont, le code de calcul nécessite une condition de vitesse et de hauteur d'eau. Or, l'écoulement étant fluvial, le point de contrôle est imposé par le venturi. Il est donc normalement nécessaire de faire évoluer le tirant d'eau à l'amont en fonction de l'aval. Toutefois, il est difficile (problème de convergence) de faire varier les conditions aux limites en fonction du calcul. Pour éviter ces problèmes, on ajoute à l'entrée une longueur de 5 à 6 fois la hauteur d'eau imposée afin de permettre au profil de vitesse de s'établir. Cela permet de stabiliser la ligne d'eau à l'entrée du venturi. En effet, un rapport longueur/hauteur de 6 permet à la ligne d'eau de se stabiliser à l'amont. Dans le cas d'un écoulement fluvial connu, on évitera d'imposer une hauteur d'eau inférieure à la hauteur critique afin de garantir un écoulement non transcritique. Cela aurait pour effet d'augmenter considérablement la longueur estimée précédemment.

Simulation 3D d'un déversoir latéral

Mesures expérimentales

Les mesures expérimentales (débits et surface libre), qui serviront de référence lors de la validation des résultats numériques, sont obtenues sur un banc d'essais physiques. Après une présentation globale de ce banc d'essais, nous donnerons des détails sur les dispositifs de mesure des débits et de la surface libre.

Présentation du pilote

Le banc d'essais physiques est un modèle réduit situé dans le hall technique du lycée Technique Agricole d'Obernai. Ce pilote représente à une échelle réduite (environ de $\frac{1}{2}$ à $\frac{1}{10}$) un certain nombre des déversoirs d'orage existants (voir figure 13). Le banc est conçu pour fonctionner en boucle fermée. L'alimentation est faite à charge constante pour pouvoir réguler facilement le débit et le maintenir constant. La pompe immergée déverse dans un réservoir à niveau constant.

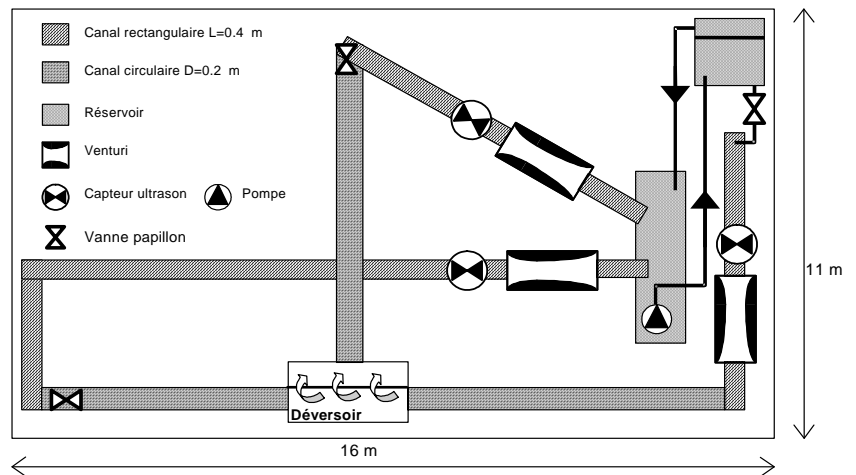


Figure 13 : Schéma simplifié du pilote d'Obernai

Les caractéristiques géométriques et hydrauliques sont les suivantes :

Pentes : les pentes des conduites amont, aval conservée et déversée, ainsi que celles du déversoir sont réglables. On peut les faire varier jusqu'à 1 %.

Diamètres des conduites amont et aval : à l'amont 200 mm (le diamètre intérieur vaut 188 mm). A l'aval 200, 110 et 75 mm

Longueurs et hauteurs de la crête : les longueurs de crête : 500, 1000 et 1500 mm ; les hauteurs de crête : 30, 50, 60, 75, 94 et 125 mm.

Dispositif de mesure des débit

Chaque canal est équipé d'un venturi couplé à un capteur à ultrasons. Les erreurs sur les débits ont pu être estimées à ± 5 % grâce à une cartographie des vitesses au micro-moulinet dans les canaux.

Dispositif de mesure de la surface libre

Le système de mesure de la surface libre est composé d'un projecteur et d'une caméra numérique couplée à un logiciel de traitement d'images. Ce dispositif permet d'obtenir une image en 3D de la surface libre au niveau du déversoir et de connaître la hauteur d'eau en chaque point. On utilise la projection en lumière structurée. L'image d'un réseau de franges parallèles est projetée sur l'objet à mesurer. Une caméra numérique permet ensuite d'observer la déformation de ces franges. C'est l'analyse du déplacement horizontal des franges qui nous permet de reconstituer la forme de l'objet (Lipeme Kouyi et al., 2003). Dans notre cas, le

réseau est projeté sur la surface de l'eau. La précision de ce dispositif est de ± 4 mm pour la mesure de la surface libre d'une eau en mouvement.

Comparaison des résultats : déversoir à crête basse

L'objet de cette partie est de montrer que la modélisation 3D est capable de reproduire le comportement hydrodynamique du modèle physique d'Obernai (Lipeme Kouyi et al., 2002). Nous comparons les résultats donnés par le logiciel à ceux obtenus sur le pilote d'Obernai. Les simulations sont réalisées pour un nombre de maille de 6000, 20 000 et 60 000 environ. La répartition des mailles est uniforme. Nous pourrions ainsi mettre en exergue l'influence de la taille des cellules d'eau sur la validité des résultats numériques précédents appliqués aux déversoirs

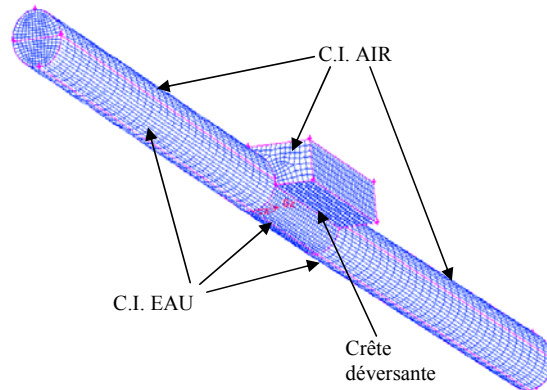


Figure 14 : Maillage du déversoir

Comparaison des débits

Les conditions aux limites et initiales sont celles qui ont été définies précédemment. La vitesse à l'entrée est imposée de telle sorte que le débit d'entrée corresponde au débit donné par le venturi d'entrée du pilote. Le déversoir-pilote concerné a une longueur de 1.5 m et un diamètre intérieur de 188 mm. La hauteur de crête vaut 75 mm. La pente du radier du déversoir est la même que celle de la conduite amont. Le coefficient de Strickler K_s vaut $100 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ pour tous les cas de comparaison. Ces derniers sont donnés dans le tableau 1.

Cas	1			2			3		
Pente amont (‰)	0.5			0.5			6		
Pente aval (‰)	0.5			8			1		
Débits d'entrée (m^3/h)	27.5	72.4	115	38.8	81.3	121.5	37.6	82.4	115.5
Régimes dans le déversoir	Fluvial			Torrentiel			Passage torrentiel / fluvial : Ressaut.		

Tableau 1 : Cas de comparaison des débits et des surfaces libres

La construction de la courbe de fonctionnement est basée sur la comparaison du débit aval par rapport au débit amont (figure.2). Pour ce faire, le critère retenu pour juger des performances des modélisations est la valeur relative de l'erreur rapportée au débit amont, définie comme suit :

$$\text{Erreur} = \left(\frac{Q_{\text{Calculé}} - Q_{\text{Mesuré}}}{Q_{\text{amont}}} \right) \cdot 100$$

Ce critère permet de mettre en évidence la capacité du code à reproduire le partage réel de débits. Le rapport $Q_{\text{aval}}(\text{conservé ou déversé}) / Q_{\text{amont}}$ est déterminant. Quel que soit l'ordre de grandeur des débits, l'erreur calculée donne l'écart (en terme de pourcentage) entre le partage de débits calculé et le partage réel.

Cas 1 : Régime fluvial dans le déversoir

	Mesures réelles m ³ /h(Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	20.2	45.0	61.2	18.1	43.2	55.1	-7.7	-2.5
Q _{déversé} (m ³ /h)	7.8	27.4	51.7	8.7	27.2	55.9	3.3	-0.3	3.7

Tableau 2 : Cas 1 : Comparaison des débits pour 6 000 cellules

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	20.2	45.0	61.2	19.2	43.8	56.0	-3.6	-1.6
Q _{déversé} (m ³ /h)	7.8	27.4	51.7	8.0	27.8	57.6	0.7	0.6	5.2

Tableau 3 : Cas 1 : Comparaison des débits pour 20 000 cellules

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	20.2	45.0	61.2	18.0	43.5	57.3	-8.0	-2.0
Q _{déversé} (m ³ /h)	7.8	27.4	51.7	9.3	28.4	57.1	5.4	1.4	4.7

Tableau 4 : Cas 1 : Comparaison des débits pour 60 000 cellules

De façon générale, la modélisation a tendance à surestimer le débit déversé (voir tableaux 2 à 4). Les erreurs les plus importantes en valeur absolue sont de 8 % sur le débit conservé ($Q_e = 27.5 \text{ m}^3/\text{h}$ et 60 000 cellules) et 5.4 % sur le débit déversé ($Q_e = 27.5 \text{ m}^3/\text{h}$ et 60 000 cellules). Pour les faibles débits d'entrée, la précision du maillage augmente les erreurs sur le partage de débit pour le même nombre d'itérations. En effet, il faut laisser converger le calcul plus longtemps afin de réduire cette erreur.

Cas 2 : Régime torrentiel dans le déversoir

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	36.4	58	73.4	27.2	44	60.4	-23.5	-17.2
Q _{déversé} (m ³ /h)	3.3	23.1	46	9.43	34.4	55.37	15.8	13.9	7.7

Tableau 5 : Cas 2 : Comparaison des débits pour 6 000 cellules

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	36.4	58	73.4	32.5	52.76	66.85	-10.05	-6.44
Q _{déversé} (m ³ /h)	3.3	23.1	46	5.76	27.45	54.93	6.3	5.35	7.34

Tableau 6 : Cas 2 : Comparaison des débits pour 60 000 cellules

Dans ce cas également, le code de calcul surestime le débit déversé. Les erreurs les plus importantes en valeur absolue sont de 23.5 % sur le débit conservé ($Q_e = 38.8 \text{ m}^3/\text{h}$) et 15.8 % sur le débit déversé (tableau 5).

Cas 3 : Régime torrentiel et passage en fluvial avec Ressaut hydraulique dans le déversoir

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	32.4	56.5	69.4	27.2 5	42.26	54.43	-13.7	-17.3
Q _{déversé} (m ³ /h)	5	23.8	43.3	8.78	37.15	57.6	10.05	16.20	12.38

Tableau 7 : Cas 3 : Comparaison des débits pour 6 000 cellules

	Mesures réelles m ³ /h (Obernai)			Résultats numériques m ³ /h			Erreur (%)		
	Q _{conservé} (m ³ /h)	32.4	56.5	69.4	30	51	63.1	-6.38	-6.67
Q _{déversé} (m ³ /h)	5	23.8	43.3	7.2	30.2	50.3	5.85	7.76	6.06

Tableau 8 : Cas 3 : Comparaison des débits pour 60 000 cellules

Dans ce cas encore, le code surestime également le débit déversé. Les erreurs les plus importantes en valeur absolue sont de 17.3 % sur le débit conservé ($Q_e = 82.4 \text{ m}^3/\text{h}$) et 16.2 % sur le débit déversé ($Q_e = 82.4 \text{ m}^3/\text{h}$) (tableau 7).

En synthèse des trois cas, c'est la solution avec 60 000 mailles qui apparaît la plus satisfaisante concernant le partage de débits en fluvial, torrentiel et en présence d'un ressaut.

Comparaison des surfaces libres

Après avoir étudié les débits, nous avons cherché à comparer les surfaces libres calculées et mesurées sur le pilote, grâce à l'équipement de mesures de hauteur d'eau. Les cas de comparaison, les paramètres géométriques, ainsi que les conditions aux limites et initiales sont les mêmes que précédemment. La localisation de la surface libre est faite au moyen de la méthode VOF (Volume Of Fluide), dite méthode de la fraction volumique exposée précédemment. Cette méthode a déjà été employée par d'autres auteurs pour repérer la surface libre (Sarker et al., 1999 ; Pollert et al., 2002). Nous présentons les résultats de comparaisons en régime torrentiel (Cas1), en régime fluvial (cas 2) et en présence d'un ressaut (Cas 3) pour un nombre de mailles de 60 000 (voir figures 14a à 17b).

Régime torrentiel à l'amont du déversoir (cas 1):

Les figures 15a et 15b représentent les surfaces libres mesurée sur le pilote et calculée avec le code (figure 15a) et l'erreur (%) entre les deux surfaces (figure 15b).

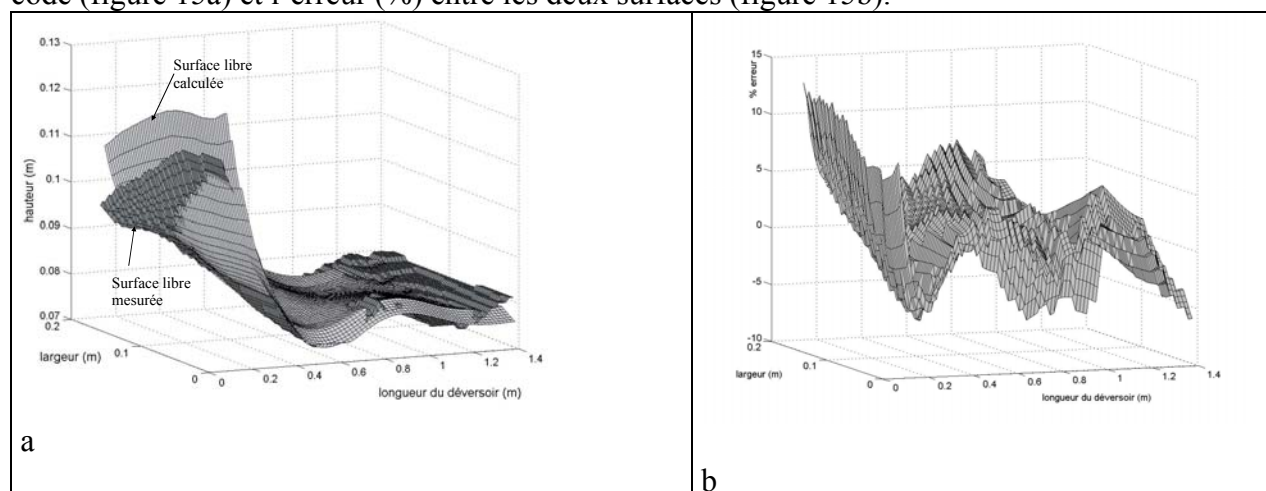


Figure 15 : a : Comparaison des surfaces libres ; b : Représentation des erreurs (torrentiel)

On constate que la modélisation permet de reproduire les grandes ondulations de la surface libre. L'erreur maximale de 12 % se situe localement à l'amont du déversoir. En effet, dans cette partie de l'écoulement, nous avons une grande variation de la ligne d'eau pour un faible déplacement suivant la longueur du déversoir. On constate également que les erreurs sont centrées autour de zéro.

Régime fluvial à l'amont du déversoir :

La modélisation reproduit globalement la forme de la ligne d'eau, hormis la différence de hauteur à 0.25 m de l'entrée du déversoir. A cette distance la surface calculée se creuse alors qu'on observe un pic au niveau de la surface mesurée. Toutes les ondulations de surface ne sont donc pas modélisées (figures 16a et 16b).

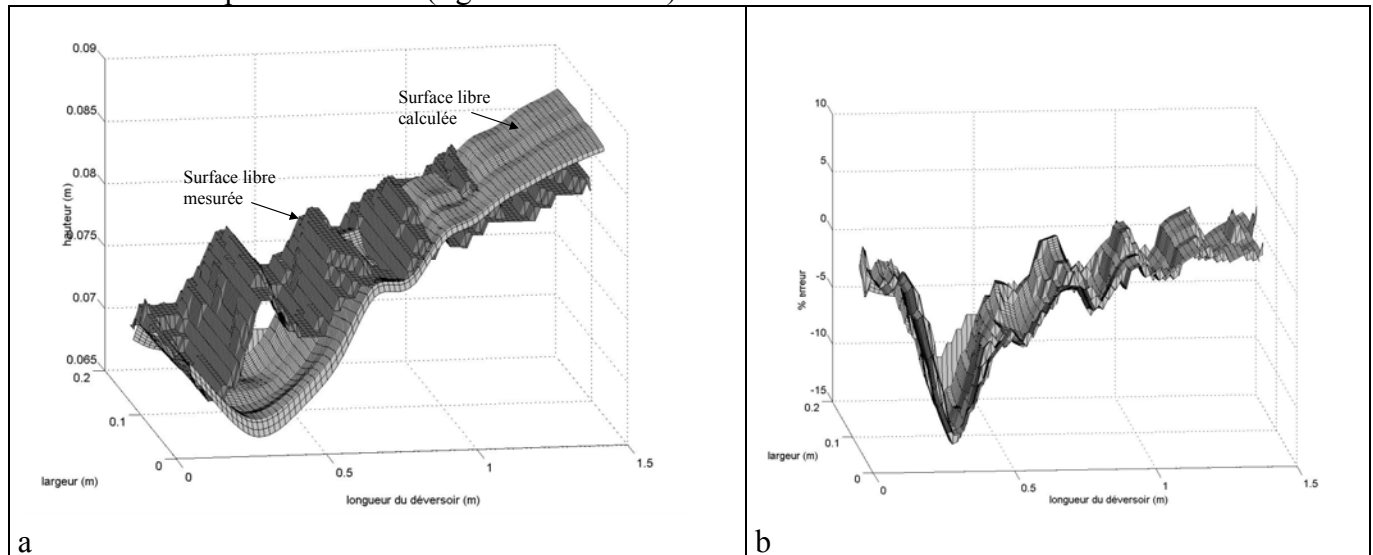


Figure 16 : a : Comparaison des surfaces libres ; b : Représentation des erreurs (fluvial).

Ces ondulations sont caractéristiques d'un régime hydraulique proche du critique. En effet, on montre théoriquement qu'une très faible variation de débit engendre une grande variation de la ligne d'eau. La courbe mesurée est donc représentative d'un ressaut hydraulique ondulé sur un déversoir. Hormis l'erreur de 12.6 % observée à 0.25 m de l'entrée du déversoir, on remarque qu'ailleurs elles sont inférieures à 10 % (figure 16b).

Ressaut hydraulique dans le déversoir :

La figure 17a montre clairement le ressaut hydraulique à l'aval du déversoir. En dehors de cette discontinuité, les erreurs sont positives et inférieures à 10 % (figure 17b). On remarque que la modélisation ne reproduit pas toutes les petites ondulations de surface. Comme pour la figure 14a, au droit de la discontinuité, on constate qu'une faible erreur sur le positionnement engendre des erreurs importantes sur la hauteur d'eau.

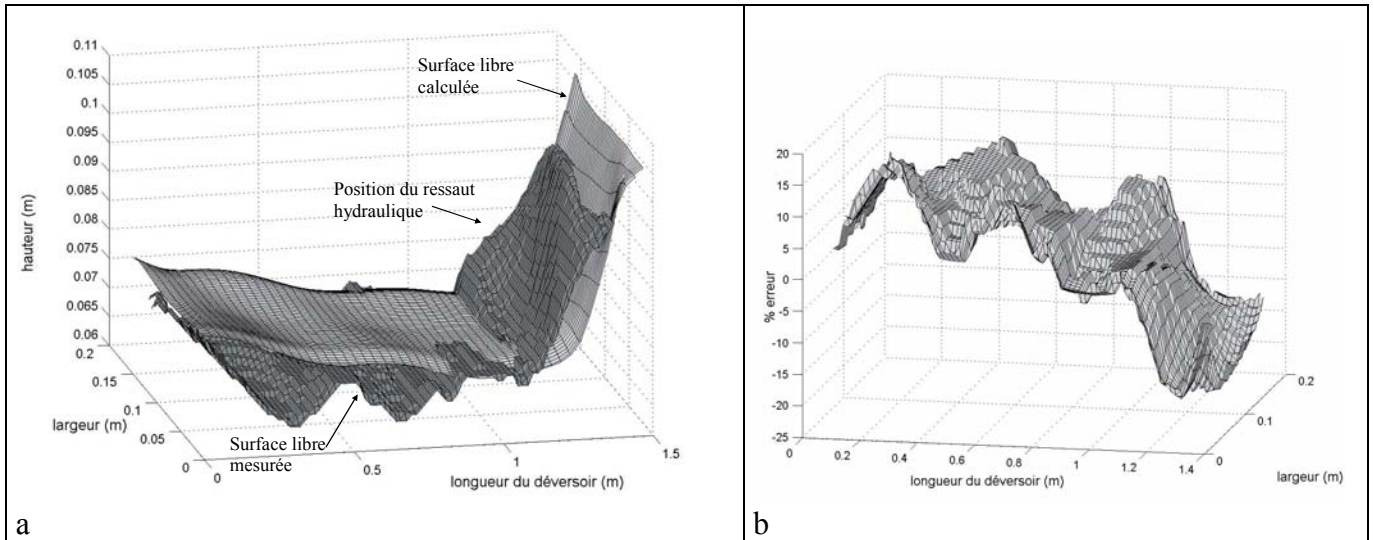


Figure 17 : a : Comparaison des surfaces libres ; b : Représentation des erreurs (ressaut).

Comparaison des résultats : déversoir latéral à crête haute

Nous avons également modélisé un déversoir latéral avec deux crêtes de hauteur identique (94mm) et avec entonnement. Puis nous avons comparé les résultats numériques et expérimentaux. La figure 18a montre la superposition des surfaces libres.

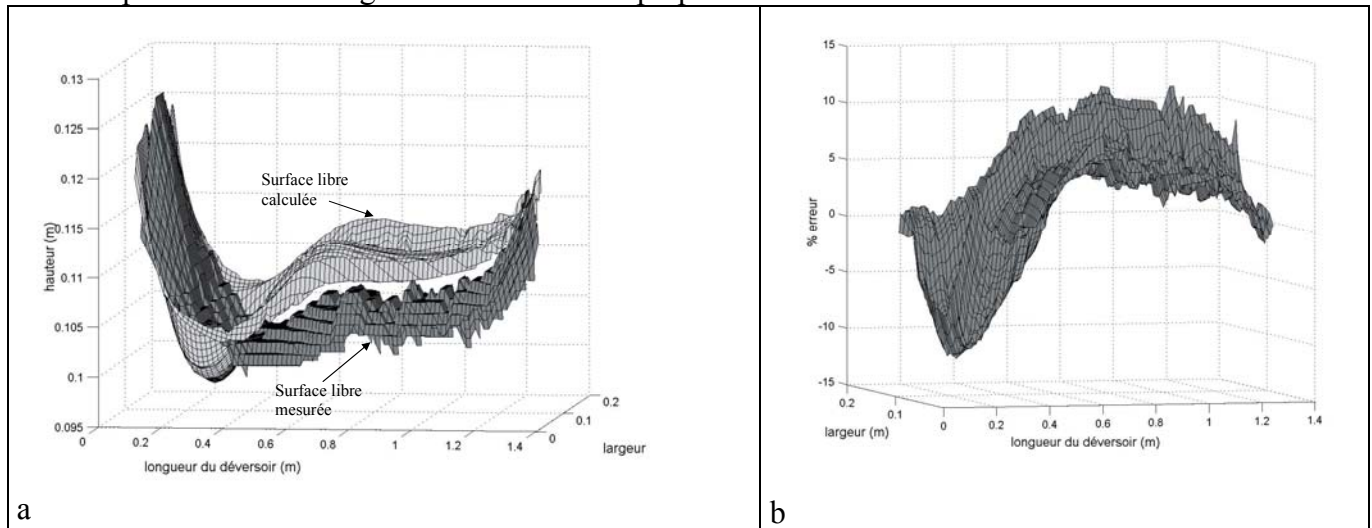


Figure 18 : a : Comparaison des surfaces libres ; b : Représentation des erreurs (crête haute).

Le nombre de cellules est de 60 000. On constate que les tendances sur la variation de la surface libre sont correctement reproduites avec une erreur de 10 % au maximum sur le tirant d'eau (figure 18b). Concernant les débits, les écarts maximums relevés sur les différentes simulations sont de 5 %. Ces résultats montrent que l'outil de calcul reproduit mieux l'hydraulique dans un déversoir à crête haute.

Conclusion

Nous avons pu montrer l'intérêt de la modélisation 3D pour mieux comprendre le fonctionnement des déversoirs d'orage latéraux. Dans un premier temps, nous avons modélisé séparément le comportement hydrodynamique 3D des principaux mécanismes présents dans les déversoirs d'orage, à savoir la courbes de remous, l'écoulement au droit d'un seuil et la prise en compte d'un entonnement. La position du tirant d'eau d'une courbe de remous avec ou sans ressaut hydraulique a pu être modélisée avec une douzaine de cellules suivant la hauteur. Les différences de hauteurs sont inférieures à 2 mm. L'évolution de la ligne d'eau au passage d'un seuil et dans un venturi a été prédite avec une erreur voisine de 5 %. La prise en compte de l'entonnement requiert un nombre plus important de cellules suivant la longueur et la hauteur afin de reproduire correctement la ligne d'eau. Concernant les conditions aux limites amont, elles doivent prendre en compte une longueur minimale de 5 à 6 fois la hauteur d'eau afin de ne pas perturber sur une grande longueur l'hydraulique dans la conduite amont du déversoir. Le choix du modèle de turbulence k- ϵ est pertinent si on ne s'intéresse qu'aux grandeurs : tirants d'eau ou débits.

Dans un deuxième temps, nous avons modélisé simultanément l'ensemble des mécanismes précédents en reproduisant le comportement hydrodynamique d'un déversoir. La comparaison a porté sur les débits et la surface libre. Les mesures expérimentales ont été faites sur le pilote d'Obernai. La comparaison des débits a montré une bonne concordance entre débits mesurés et calculés. Les erreurs sont inférieures à 10 %. Plus le maillage est dense, plus le partage de débits est précis dans le cas du régime torrentiel et du ressaut, ce qui n'a pas été observé en fluvial. Concernant les comparaisons sur les formes de la surface libre, on constate globalement une reproduction correcte des grandes ondulations. Toutefois, les faibles oscillations de la surface libre ne sont pas reproduites. Cela peut être lié à une mauvaise estimation des débits mais aussi à une inadéquation du modèle de turbulence associé à la modélisation. Le canal en 2D et le seuil ont nécessité 7000 cellules ; le venturi a été simulé correctement avec 12 000 cellules et le déversoir en a nécessité 60 000. Globalement, il faut 5 à 8 fois plus de mailles pour simuler un déversoir par rapport à un canal ou un venturi. Il est important de noter que l'utilisation du modèle tridimensionnel nécessite simplement la connaissance de la géométrie, l'étude des conditions aux limites et le choix du modèle de turbulence.

Cette étude constitue une première étape de validation d'un code de calcul en vue de la modélisation tridimensionnelle des écoulements dans les déversoirs d'orage. Les prochaines étapes chercheront à quantifier plus précisément le champ de vitesse et surtout les intensités turbulentes afin d'être plus pertinent sur le choix du modèle de turbulence dans le cas où l'on a besoin de renseignements plus spécifiques sur les vitesses.