



HAL
open science

Les ouvrages de génie civil des stations d'épuration des petites collectivités : conception et dimensionnement rapide

Yohan Falcon

► **To cite this version:**

Yohan Falcon. Les ouvrages de génie civil des stations d'épuration des petites collectivités : conception et dimensionnement rapide. Architecture, aménagement de l'espace. 2010. dumas-00576804

HAL Id: dumas-00576804

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-00576804v1>

Submitted on 15 Mar 2011

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

**CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS
CENTRE REGIONAL ASSOCIE DE LYON**

MEMOIRE

Présenté en vue d'obtenir le

DIPLOME D'INGENIEUR CNAM

SPECIALITE : CONSTRUCTION – AMENAGEMENT

OPTION : GENIE CIVIL

par

Yohan FALCON

**LES OUVRAGES DE GENIE CIVIL DES STATIONS D'EPURATION
DES PETITES COLLECTIVITES
CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT RAPIDE.**

Soutenu le 18 / 10 / 2010

JURY

PRESIDENT : M. le Professeur GUILLEMARD – Professeur titulaire de la Chaire - Paris

MEMBRES : M. TROUILLET – Responsable de la filière CNAM Rhône-Alpes

M. TAVAKOLI – Chargé de cours au CNAM Rhône-Alpes

M. MOREL – Gérant du BE Etudes Techniques Lyonnaises

Mlle JOLY – Responsable service traitement de l'eau – Société SCAM TP

M. COLOMB – Directeur du BE Expertise Diagnostic Structures

M. BATAILLE – Conducteur de travaux principal – Société SCAM TP

Remerciements

Je tiens à remercier toutes les personnes autour de moi qui m'ont accompagné tout au long de cette période de formation au CNAM que je termine par la rédaction de ce mémoire de fin d'étude. Ces remerciements s'adressent plus particulièrement :

Dans le domaine professionnel :

- ✓ à M. Frédéric MOREL, ingénieur INSA LYON, gérant de la société pour laquelle je travaille, qui m'a soutenu pendant toute la durée de ma formation.
- ✓ à M. Julien BATAILLE, DUT Génie Civil d'Egletons, conducteur de travaux principal génie civil de la société SCAM TP, pour l'ensemble de son expertise dans la construction des stations d'épuration.
- ✓ à Mlle Emilie RIGAL, ingénieur ENSIL Limoges, à Mlle Caroline Cambou, ingénieur INSA Toulouse et Mlle Delphine Joly, ingénieur INSA Toulouse, ingénieurs chargées d'affaires au service traitement de l'eau de la société SCAM TP, pour l'ensemble des renseignements techniques qu'elles ont pu me fournir à propos du traitement des eaux usées.
- ✓ à M. Fabrice Colomb, Docteur en Génie Civil, pour l'ensemble des renseignements sur les pathologies des ouvrages.
- ✓ à M. Stéphane Venon, Responsable technique du développement des produits au centre de recherche de Lafarge, pour son expertise sur la chimie des bétons.
- ✓ à M. Damien Catti, M. Eric Bataille, dessinateurs de mon équipe, pour leur aide dans la réalisation de ce document.
- ✓ à Mme Anne-Laure MOREL, assistante de direction, pour son aide dans la rédaction de ce document.

Dans le cadre du CNAM :

- ✓ à M. Pierre TROUILLET, chargé de la filière Génie Civil de la Région Rhône Alpes et responsable de mon mémoire au sein du CNAM, pour son enseignement, pour son assistance et ses encouragements.

Sur le plan personnel :

- ✓ à ma compagne, Adeline, pour son aide, ses encouragements et sa patience.

Liste des abréviations

AGHTM :	Association Générales des Hygiénistes et Technicien Municipaux
AN :	Annexes Nationale
BAEL :	Béton Armé aux Etats Limites
BE :	Bureau d'Etudes
CCTG :	Cahier des Clauses Techniques Générales
CSTB :	Centre Scientifique et Technique du Bâtiment
EB :	Niveau Bas de la nappe
EC2 :	Eurocode 2
EH :	Niveau Haut de la nappe
EH :	Equivalent Habitant
ELS :	Etats Limites de Service
ELU :	Etats Limites Ultimes
ERU :	Eau Résiduaire Urbaine
FNDAE :	Fond National pour le Développement de l'Adduction d'Eau
GB :	Gros Béton
GC :	Génie Civil
HA :	Haute Adhérence
PACA :	Provence Alpes Cote d'Azur
PH :	Pression Hydraulique
PHEE :	Plus Hautes Eaux Exceptionnelles
PHE :	Plus Hautes Eaux
PP :	Poids Propre
RCVT :	Recouvrement
RDM :	Résistance Des Matériaux
STEP :	Station d'Épuration

Cadre du mémoire

Conditions de réalisation

J'occupe aujourd'hui un poste d'ingénieur au sein du bureau d'études « Etudes Techniques Lyonnaises ». Son gérant, M. Frédéric Morel est le tuteur de ce mémoire. Le choix de mon sujet s'est porté sur une activité professionnelle qui occupe environ 60% de mon temps de travail au sein de mon entreprise. Cette activité consiste, d'une part, à réaliser des études d'exécution de génie civil de stations d'épuration pour les petites collectivités. D'autre part, elle consiste à conseiller et à réaliser des études d'avant-projet pour des entreprises réalisant des stations tout corps d'état. Lors de la réalisation de ces différentes études, j'ai pu remarquer que les ouvrages des stations sont très semblables. Seules leurs dimensions sont variables. C'est pourquoi, pour améliorer les performances de mon bureau d'études je souhaite réaliser un document guidant la conception des ouvrages courants, donnant leur principe de dimensionnement et fournissant les ratios d'armatures en fonction des hypothèses.

Intérêt économique de ce mémoire

Le secteur de l'épuration des eaux usées est en pleine expansion. En effet, en France, 2,5 milliards d'euros seront à consacrer d'ici fin 2011 pour achever la mise aux normes des systèmes d'assainissement. Après 2015, l'entretien du parc nécessitera la reconstruction annuelle d'environ 500 stations d'épuration (sur les 17.700 du parc actuel) pour un montant annuel de l'ordre de 750 millions d'euros par an [17] et [18].

Objectifs du mémoire

La rédaction de ce mémoire a plusieurs buts et à plusieurs niveaux. L'objectif premier est d'augmenter la rentabilité du BE lors de la réalisation des études d'avant-projet. En effet, ces études sont réalisées gracieusement en échange d'un contrat de réalisation des études d'exécution si l'entreprise partenaire décroche l'affaire.

Ensuite, ce document me servira de référence lors des missions de conseils que j'opère pour les maîtrises d'œuvre de la filière eau. En effet, le choix des filières d'épuration et la conception des profils hydrauliques sont particulièrement liés à ceux des ouvrages de génie civil. Les concepteurs sont souvent novices en génie civil.

Enfin, ce document servira de références aux autres ingénieurs de la société dans le cadre du développement de l'activité.

L'objectif final de ce mémoire est donc d'établir un document de référence permettant de définir rapidement et simplement les principales données de conception et de dimensionnement pour des ouvrages courants de génie civil de stations d'épurations adaptées aux petites collectivités. Le domaine d'études est l'épuration des collectivités de 50 à 3000 équivalents-habitants.

Sommaire

A.	<i>L'épuration des eaux usées.</i>	14
A.I.	Règlementation et marché induit	15
A.I.1.	La réglementation en vigueur	15
A.I.1.1.	Les objectifs fixés par l'Union Européenne	15
A.I.1.2.	Les principaux textes en vigueur en France	15
A.I.2.	Le marché induit	16
A.II.	Principe de l'épuration	17
A.II.1.	Définitions	17
A.II.1.1.	Les eaux usées	17
A.II.1.2.	L'épuration	17
A.II.2.	Processus d'épuration	18
A.II.2.1.	Le prétraitement	18
A.II.2.2.	Le traitement biologique	18
A.II.2.3.	La clarification	19
A.II.3.	Synthèse des étapes de l'épuration	19
A.III.	Les différentes filières pour petites collectivités	20
A.III.1.	Domaine d'utilisation des filières types	20
A.III.2.	Les filières de capacité inférieure à 400 EH	21
A.III.2.1.	Les filtres enterrés	21
A.III.2.2.	L'épandage souterrain	21
A.III.2.3.	L'épandage superficiel	22
A.III.3.	Les filières de capacité jusqu'à 2000 EH	23
A.III.3.1.	Le décanteur digesteur	23
A.III.3.2.	Le lagunage naturel	23
A.III.3.3.	Les lits d'infiltration percolation sur sable	24
A.III.3.4.	Les filtres plantés de roseaux	25
A.III.4.	Les filières de capacité jusqu'à 3000 EH	26
A.III.4.1.	Le lagunage aéré	26
A.III.4.2.	Les lits bactériens	26
A.III.4.3.	Les disques biologiques	27
A.III.4.4.	Les boues activées en aération prolongée	28
A.IV.	Synthèse et conclusion sur le traitement de l'eau	29

B.	Ouvrages de génie civil des stations à boues activées	31
B.I.	Classification des ouvrages	32
B.I.1.	Analyse de la typologie d'ouvrages de diverses STEP	32
B.I.2.	Proposition de classification	35
B.II.	Les ouvrages non circulaires	36
B.II.1.	Le dégrilleur	36
B.II.2.	Le canal de comptage	37
B.III.	Les ouvrages de petits diamètres	39
B.III.1.	Les ouvrages concernés et leur fonctionnement	39
B.III.1.1.	Poste de relèvement	39
B.III.1.2.	Cuve de traitement des graisses et des sables	40
B.III.1.3.	Cuve de stockage des graisses et des sables	41
B.III.1.4.	Dégazeur	41
B.III.1.5.	Puits à flottants	42
B.III.1.6.	Poste de recirculation	42
B.III.1.7.	Poste toutes eaux	42
B.III.2.	Les méthodes de réalisation des petits diamètres	43
B.III.2.1.	Solution « préfabriquée »	43
B.III.2.2.	Solution « coulée en place »	45
B.III.3.	Conclusions pour les ouvrages de petits diamètres	47
B.IV.	Les ouvrages de grands diamètres	48
B.IV.1.	Les ouvrages concernés	48
B.IV.1.1.	Le bassin d'aération	48
B.IV.1.2.	Le clarificateur	50
B.IV.1.3.	Le silo à boue	53
B.IV.2.	Méthode de réalisation des grands diamètres	54
B.IV.2.1.	Réalisation du radier	54
B.IV.2.2.	Réalisation des voiles	55
B.IV.3.	Conclusions pour les ouvrages de grands diamètres	58
B.V.	Les pathologies rencontrées dans les step	59
B.V.1.1.	La fissuration du béton	59
B.V.1.2.	Les attaques du béton	59
B.V.1.3.	La corrosion des métaux par effets de piles	61
B.VI.	Synthèse de la typologie des ouvrages	62
B.VI.1.	Ouvrages non circulaires	62

B.VI.2.	Ouvrages de petits diamètres	62
B.VI.3.	Ouvrages de grands diamètres	63
C.	Principe de dimensionnement et méthode rapide	64
C.I.	Méthode de calculs	65
C.I.1.	Méthode simplifiée	65
C.I.1.1.	Hypothèses	65
C.I.1.2.	Détermination des sollicitations	65
C.I.1.3.	Conclusion	66
C.I.2.	Méthode analytique	67
C.I.2.1.	Principe de la méthode	67
C.I.2.2.	Equations fondamentales	67
C.I.2.3.	Sollicitations de l'ouvrage	71
C.I.2.4.	Conclusion et récapitulatif de la démarche de justification	76
C.I.3.	Méthode informatique	78
C.I.3.1.	Modélisation 3D aux éléments finis	78
C.I.3.2.	Utilisation de logiciel dédié	78
C.I.4.	Exemple de dimensionnement et comparaison des méthodes	79
C.I.4.1.	Choix de l'exemple et hypothèses	79
C.I.4.2.	Méthode simplifiée	80
C.I.4.3.	Méthode analytique	81
C.I.4.4.	Méthode informatique : logiciel « Réservoirs »	82
C.I.4.5.	Comparaison des résultats et conclusions	83
C.II.	Adaptation des ouvrages au sol de fondation	86
C.II.1.	Généralités	86
C.II.1.1.	Type de fondations rencontrées	86
C.II.1.2.	Gestion de l'eau dans les sols	87
C.II.2.	Détermination des contraintes admissibles des sols	90
C.II.2.1.	Méthode pressiométrique	90
C.II.2.2.	Méthode pénétrométrique	91
C.II.3.	Éléments de justification pour les ouvrages non circulaires	92
C.II.3.1.	Contraintes au sol développées par les ouvrages non circulaires	92
C.II.3.2.	Equilibre dans une nappe	93
C.II.4.	Éléments de justification pour les petits diamètres	94
C.II.4.1.	Contraintes au sol développée par les petits ouvrages circulaires	94
C.II.4.2.	Equilibre dans une nappe	99
C.II.5.	Éléments de justification pour les grands ouvrages	101
C.II.5.1.	Justification de la contrainte admissible de sol	101

C.II.5.2.	Equilibre dans une nappe	102
C.III.	Analyse des paramètres dimensionnants	103
C.III.1.	Densité des liquides	103
C.III.2.	Intégration des phases de construction	103
C.III.2.1.	Définition des phases	103
C.III.2.2.	Influence sur la structure	104
C.III.3.	Influence de la raideur de sol	106
C.III.3.1.	Calcul de la raideur et données numériques	106
C.III.3.2.	Analyse qualitative des effets sur la structure	106
C.III.3.3.	Approche de l'influence par la pratique	108
C.III.3.4.	Conclusions sur l'influence de la raideur	114
C.III.4.	Influence de la poussée des terres	115
C.III.4.1.	Cas d'une plateforme plane est horizontale	115
C.III.4.2.	Cas d'une plateforme en pente	116
C.III.5.	Influence des charges en tête de voiles	116
C.III.5.1.	Analyse de l'influence	116
C.III.5.2.	Données numériques pour la suite de l'étude	116
C.III.5.3.	Conclusions sur l'influence de la présence d'une charge en tête	117
C.III.6.	Influence du retrait gêné	118
C.III.6.1.	Explication du phénomène	118
C.III.6.2.	Influence sur les radiers	119
C.III.6.3.	Influence sur les voiles	120
C.III.6.4.	Conclusion sur les effets du retrait	121
C.III.7.	Influence du gradient thermique	122
C.III.7.1.	Explication du phénomène	122
C.III.7.2.	Aspect réglementaire	124
C.III.7.3.	Influence sur les voiles	124
C.III.7.4.	Conclusions sur les effets du gradient	126
C.III.8.	Conclusion sur les influences des paramètres	127
C.IV.	Aspect réglementaire	129
C.IV.1.	Règlementation en vigueur	129
C.IV.1.1.	Classification des ouvrages	129
C.IV.1.2.	Sollicitations à considérer	130
C.IV.2.	Les conditions minimales	132
C.IV.2.1.	Matériaux de construction	132
C.IV.2.2.	Condition de non fragilité	133
C.IV.3.	Les justifications réglementaires	134

C.IV.3.1.	Justification des contraintes béton	135
C.IV.3.2.	Justifications des contraintes dans les armatures	136
C.IV.3.3.	Conclusion pour l'aspect réglementaire	139
C.V.	Éléments de dimensionnement des ouvrages	140
C.V.1.	Ouvrages non circulaires	140
C.V.1.1.	Le dégrilleur	140
C.V.1.2.	Le canal de comptage	141
C.V.2.	Ouvrages de petits diamètres	142
C.V.2.1.	Généralités	142
C.V.2.2.	Les ouvrages préfabriqués	142
C.V.2.3.	Les ouvrages coulés en place	145
C.V.3.	Ouvrages de grands diamètres	147
C.V.3.1.	Choix de la gamme d'étude	147
C.V.3.2.	Hypothèses pour le dimensionnement des réservoirs	148
C.V.3.3.	Dimensionnement des structures	150
C.V.3.4.	Principe d'armatures retenues	150
C.V.3.5.	Détermination des ratios	152
C.V.3.6.	Résultats des calculs de la gamme d'ouvrages	152
C.V.3.7.	Analyses des résultats pour les voiles	153
C.V.3.8.	Analyses des résultats pour les semelles périphériques	156
C.V.3.9.	Analyses des résultats pour les zones centrales de radier	157
C.VI.	Synthèses des résultats	159
C.VI.1.	Ouvrages non circulaires	159
C.VI.2.	Ouvrages de petits diamètres	159
C.VI.3.	Ouvrages de grands diamètres	160
C.VII.	Comparaison avec l'Eurocode 2	162
C.VII.1.	Généralités	162
C.VII.1.1.	Exigences de l'Eurocode 2 – Partie 3	162
C.VII.1.2.	Notion de maîtrise de la fissuration	162
C.VII.2.	Méthode de justification	164
C.VII.2.1.	Méthode par le calcul direct	164
C.VII.2.2.	Méthode sans calcul direct	169
C.VII.3.	Conclusion pour l'EC2	169

Introduction

Au moyen âge, les rues étaient couvertes de déchets et les eaux usées domestiques étaient jetées par les fenêtres. D'où les épidémies de peste, de choléra ou de typhoïde qui provoquèrent des milliers de victimes et plus particulièrement en ville. Les sources d'eau potable alimentant les agglomérations étaient polluées par les infiltrations et boire de l'eau était un danger mortel.

C'est le baron Haussman et l'ingénieur Belgrand qui, à la fin du 18^{ème} siècle, créèrent à Paris le premier réseau de collecte des eaux usées. A cette époque, elles étaient dirigées vers des champs d'épandage ou directement rejetées dans les cours d'eau. Ainsi, les réseaux d'égouts n'avaient fait que déplacer la pollution vers les points de rejets. Il faudra attendre la fin du 19^{ème} siècle et les connaissances nouvelles en microbiologie issues des travaux de Pasteur pour comprendre le mécanisme de dégradation des matières organiques.

C'est en 1914 que des scientifiques anglais présentèrent un système de bassin dans lequel les eaux usées étaient aérées pour permettre la dégradation des microorganismes. La première station d'épuration était née. Aujourd'hui toutes les grandes agglomérations des pays développés sont équipées de stations plus ou moins complexes. Les progrès effectués au siècle dernier ont permis d'améliorer les performances et de traiter d'autres pollutions que les matières organiques.

De nos jours, ces différentes techniques d'épuration des eaux usées sont bien maîtrisées. Avec l'évolution des textes réglementaires, le secteur de l'épuration est désormais en constante mutation. La prise de conscience écologique et les enjeux de santé publique pour les populations ont poussé l'Union Européenne à légiférer et à imposer à ses pays membres de traiter les eaux usées. Au fil du temps, les rendements imposés sont devenus de plus en plus contraignant. Ainsi, la France, qui a déjà consacré 2.5 milliards d'euros pour la mise aux normes des systèmes existants, devrait investir environ 750 millions d'euros par an afin d'assurer l'entretien et le renouvellement du parc de stations. Le secteur est donc porteur et le sera encore pendant plusieurs années. Il se concentre essentiellement autour de l'équipement des petites collectivités.

Mais comment concevoir les ouvrages de telles stations pour un ingénieur en génie civil? Il s'agit d'ensembles constitués à la fois de matériels électromécaniques et d'ouvrages de génie civil en béton armé. Afin d'être performant d'un point de vue de la conception de ces ouvrages, il convient de connaître leurs rôles dans la filière, leurs fonctionnements, leurs méthodes de construction et leurs méthodes de dimensionnement. L'étude réalisée dans ce document a pour but de fournir des réponses concrètes à ces interrogations. Il s'agira d'un

document donnant l'ensemble des renseignements nécessaires à la conception des ouvrages de génie civil adaptés aux petites collectivités.

Pour cela, il convient d'abord, de connaître les procédés d'épuration et d'identifier les ouvrages de génie civil les constituants.

Ensuite, ces ouvrages seront classés, leurs géométries seront bornées et leurs méthodes de construction analysées.

Enfin, à partir des éléments précédant de l'étude des paramètres dimensionnant, nous établirons un outil simple donnant les équarrissages et les ratios d'armatures des ouvrages.

A. L'ÉPURATION DES EAUX USEES.

Les procédés d'épuration des eaux usées sont nombreux. Par conséquent, les stations d'épuration peuvent être très différentes. Afin de cadrer les études de ce mémoire, la première étape consiste à dresser une liste des différents procédés d'épuration adaptés aux petites collectivités. Nous fournirons par la suite les principes de fonctionnement et nous identifierons les ouvrages nécessaires au processus d'épuration.

A.I. REGLEMENTATION ET MARCHE INDUIT

Le traitement des eaux usées obéit à une logique de préservation des ressources en eau et de protection de l'environnement. A ce titre, les objectifs d'épuration des eaux sont réglementés. L'aspect législatif est donc un critère de choix de la filière à mettre en place. Le but du traitement des eaux usées est de diminuer leurs teneurs en substances polluantes afin que l'eau rejetée entre dans le cadre de la norme.

A.I.1. La réglementation en vigueur

A.I.1.1. Les objectifs fixés par l'Union Européenne

Les objectifs fixés par l'Union européenne ont été décrits dans la « directive 91/271/CEE du 21 mai 1991 » relative au traitement des eaux urbaines résiduaires. Dans les « articles 3 et 4 », il est demandé aux états membres de veiller à l'équipement de leurs agglomérations en matière de traitement des eaux usées. Les objectifs ont été fixés selon un calendrier et selon la taille des agglomérations.

En effet, « l'article 3 » précise que les agglomérations de plus de 15 000 habitants s'équipent de systèmes de collecte des eaux résiduaires urbaines au plus tard le 31 décembre 2000. Pour celles dont la population est comprise entre 2 000 et 15 000 habitants la date limite était le 21 décembre 2005.

D'autre part, « l'article 4 » stipule que les eaux résiduaires urbaines collectées doivent faire l'objet d'un traitement avant d'être rejetées dans le milieu naturel. Pour les agglomérations de plus de 15 000 habitants, la date limite était fixée au 31 décembre 2000. Pour les agglomérations dont la population est comprise entre 2000 et 15 000 habitants, la date limite était fixée au 31 décembre 2005. D'une façon plus générale, le taux de dépollution des eaux devrait présenter un rendement de 65% depuis 2005.

Suite à ces directives, la France a légiféré. Il existe aujourd'hui plusieurs lois, décrets et codes qui encadrent l'utilisation de l'eau et son rejet dans le milieu naturel.

A.I.1.2. Les principaux textes en vigueur en France

« La loi sur l'eau du 3 janvier 1992 » fixe le cadre général de la gestion de l'eau en France sous tous ses aspects. Cela va des ressources, en passant par la police de l'eau jusqu'à la tarification des services liés à celle-ci. La plupart de ces dispositions figurent aujourd'hui au code de l'environnement.

De plus, les décrets N°94-469 du 3 juin 1994 [13] et plus récemment le décret N°2006-503 de 2 mai 2006 [14] transposent en droit français la directive européenne du 21

mai 1991. Ces deux textes sont les pierres angulaires du droit français en matière d'assainissement des eaux usées. Pour les stations d'épuration, ils fixent les rendements minimums des installations en fonction des sites de rejet des eaux traitées. Il en découle le choix des filières les plus adaptées aux besoins et aux sites d'implantation.

En outre, « le code général des collectivités territoriales » régit les modalités de fonctionnement, de paiement du service d'assainissement et les responsabilités des communes en la matière.

A.I.2. Le marché induit

La France possède actuellement 17 700 stations d'épurations [17]. La quasi-totalité des communes de plus de 10 000 habitants sont déjà équipées. Le rendement moyen des stations françaises est aujourd'hui de 73%. Sachant que nous collectons 68% des eaux usées, le taux de dépollution n'est que de 49%. Nous sommes encore loin des objectifs de 2005 fixés à 65% d'eau dépolluée. De plus, l'augmentation des populations dans les petites communes et plus spécifiquement dans le Sud de la France, impose à celles-ci de s'équiper. Il existe donc un marché dans la construction de réseaux et de stations de traitement des eaux usées.

Le marché peut se décomposer en deux secteurs. Le premier est l'entretien et la mise aux normes des sites existants. L'autre concerne la création d'équipements neufs. Pour le marché de la réhabilitation et d'ici fin 2011, 2,5 milliards d'euros seront consacrés à l'achèvement de la mise aux normes des systèmes d'assainissement. Après cette date, l'entretien du parc nécessitera la construction annuelle d'environ 500 stations d'épuration pour un montant de l'ordre de 750 millions d'euros par an. Le coût moyen d'un équipement pour une petite collectivité de 1000 à 3000 EH est de l'ordre de 2.0 millions d'euros. Pour ce type d'équipement, le montant des études de génie civil représente en moyenne 1.3% du montant des travaux tout corps d'état. Le marché des études de génie civil représenterait alors environ 13 millions d'euros par an. Il est clair que le secteur sera porteur dans les prochaines années pour les bureaux d'études maîtrisant les techniques de dimensionnement des ouvrages de station de traitement des eaux usées.

A.II.PRINCIPE DE L'EPURATION

Les eaux usées ou eaux résiduaires urbaines sont collectées par des réseaux d'assainissement qui les acheminent vers les stations de traitement. Les eaux usées contiennent de nombreux polluants. Elles subissent alors différents traitements ayant pour objectif la dépollution partielle du liquide.

A.II.1. Définitions

A.II.1.1. Les eaux usées

Nous distinguons trois grandes catégories d'eaux usées suivant leur provenance. Tout d'abord les eaux pluviales que l'homme pollue de façon indirecte. En effet, l'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air, lui-même chargé de particules polluées. De plus, en ruisselant, elle se mêle aux résidus déposés sur le sol tels que les huiles de vidange, les résidus de métaux lourds ou les résidus de pneus. Selon les cas, les réseaux d'eaux pluviales sont dits « séparatifs » dans le cas d'une collecte dans un système dédié ou bien « unitaires » si elles sont mélangées aux eaux usées.

Ensuite, il convient de distinguer les eaux industrielles, qui sont très différentes d'une industrie à l'autre. Elles peuvent contenir des produits toxiques ou bien des métaux lourds. Dans certains cas elles font l'objet d'un prétraitement par l'industriel avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte.

Enfin, les eaux domestiques proviennent des différents usages privés et ménagers de l'eau. Elles sont essentiellement polluées par des éléments organiques. Elles sont généralement chargées de graisses, de solvants, de détergents, de matières organiques azotées et de germes fécaux. La consommation annuelle d'eau domestique d'une agglomération de 1000 personnes varie de 55 000 et 70 000 m³. Sa pollution annuelle est estimée à 29 tonnes de matières en suspension dans les eaux usées, 24 tonnes de matières organiques, 6 tonnes de matières organiques azotées et une tonne et demi de phosphore. Afin de préserver notre environnement, il faut traiter ces déchets et c'est le rôle de l'épuration.

A.II.1.2. L'épuration

L'épuration des eaux usées consiste à éliminer suffisamment de substances polluantes afin que l'eau rejetée dans le milieu naturel ne dégrade pas celui-ci. L'épuration est donc une démarche écologique visant à préserver notre environnement et nos ressources en eau. C'est pourquoi, le rendement de nos stations d'épuration est normalisé.

Pour les stations traitant plus de 2000 équivalents habitants, les exigences sont définies en fonction des caractéristiques du milieu naturel et les rendements doivent varier entre 70 et 90% selon les cas. Pour les stations des petites collectivités, de moins de 2000 équivalents habitants, les rendements dépendent uniquement du type de système épuratoire. Les rendements doivent varier de 30 à 60%.

A.II.2. Processus d'épuration

Parmi les étapes de la dépollution, trois niveaux principaux sont définis : le prétraitement, le traitement primaire et le traitement secondaire.

A.II.2.1. Le prétraitement

Cette étape consiste à éliminer les éléments les plus grossiers pouvant mettre en péril les équipements de la station ou bien altérer son fonctionnement. La première étape est le dégrillage. L'eau passe au travers d'une grille qui retient les éléments les plus volumineux. Ces déchets sont éliminés avec les ordures ménagères. Ensuite le dessablage débarrasse l'eau usée des sables et graviers par sédimentation. L'eau circulant à faible vitesse dans une cuve permet le dépôt du sable dans le fond. La matière est ensuite pompée et évacuée. Enfin, le dégraissage permet l'élimination des graisses par flottation. Une injection d'oxygène en fond de cuve permet au corps gras de remonter vers la surface. Les graisses sont récupérées et stockées avant évacuation.

A.II.2.2. Le traitement biologique

Ce traitement intervient à la suite du traitement primaire. Il permet l'élimination des pollutions carbonées et azotées. Les procédés utilisés sont d'ordre biologique. Ils consistent en la création artificielle du principe d'auto-épuration naturelle de l'eau. Cette technique utilise les bactéries pour dégrader les matières organiques. Elle est anaérobie si elle se déroule en absence d'oxygène. Dans le cas contraire, elle est aérobie. Il convient de distinguer deux types de procédés.

- Les procédés biologiques extensifs utilisent la capacité épuratrice de plans d'eau peu profonds. Les eaux usées circulent dans différentes lagunes pendant une durée pouvant atteindre 60 jours. Les bactéries présentes dans l'eau dégradent la pollution organique et le rayonnement solaire détruit certains germes.
- A l'inverse, les procédés biologiques intensifs ont recours à des cultures bactériennes concentrées qui consomment les pollutions. Les cultures peuvent être libres dans le courant des eaux ou fixées sur des systèmes filtrants appelés films biologiques. Ces films, synthétiques ou naturels, ont la capacité de filtration et de fixation des cultures.

A.II.2.3. La clarification

Le traitement biologique est généralement suivi d'une étape de clarification permettant la séparation des eaux usées traitées et des boues d'épuration.

A.II.3. Synthèse des étapes de l'épuration

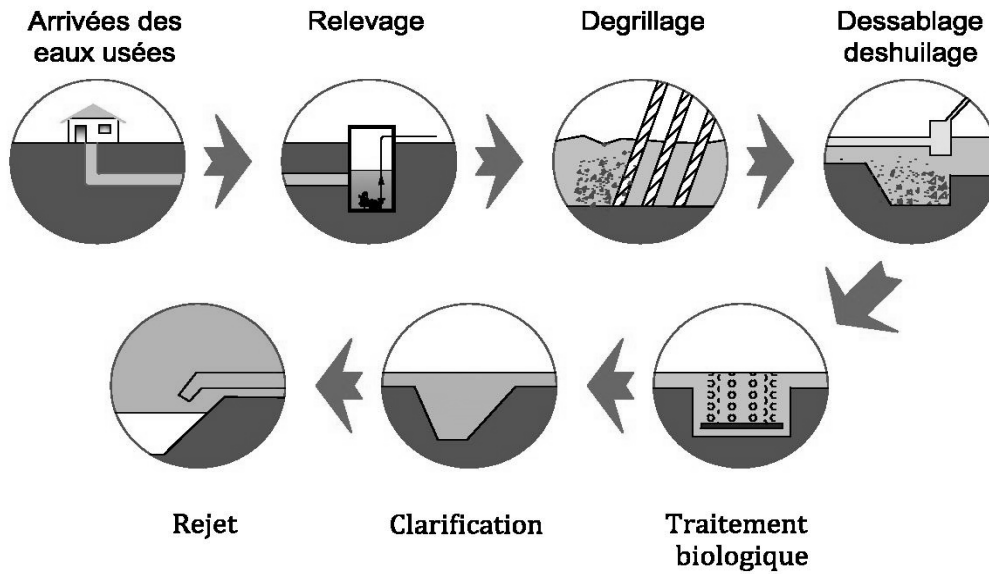


Figure N°01 : Etapes de l'épuration

A.III. LES DIFFERENTES FILIERES POUR PETITES COLLECTIVITES

A.III.1. Domaine d'utilisation des filières types

Comme nous l'avons déjà évoqué, il existe plusieurs façons d'épurer les eaux usées. Différents critères permettent de choisir la filière la plus adaptée au besoin de la collectivité. Les principaux critères sont la quantité d'eau à traiter, le rendement souhaité de la station, les caractéristiques du site d'implantation et les coûts d'installation ou d'entretien. Le document FNDAE N°22 du Ministère de l'agriculture et de la pêche [9] fournit une synthèse des domaines d'application de onze filières types adaptées aux petites collectivités dans le cadre d'une utilisation optimale. Ce classement a été réalisé en établissant un compromis de la réglementation en vigueur et des impératifs technico-économiques des collectivités.

Bien que ce document soit relativement ancien, il est encore une référence chez les concepteurs de système d'épuration.

Equivalent Habitant	0	200	300	400	500	1000	2000	3000	et plus
Type de filières									
Filtres enterrés		■	■	■	■				
Epandage souterrain		■	■	■	■				
Epandage superficiel		■	■	■	■				
Décanteur - Digesteur		■	■	■	■	■	■		
Lagunage naturel		■	■	■	■	■	■		
Lit bactérien		■	■	■	■	■	■	■	■
Disques biologiques		■	■	■	■	■	■	■	■
Lits d'infiltration percolation		■	■	■	■	■	■		
Lits plantés de roseaux		■	■	■	■	■	■		
Lagunage aéré		■	■	■	■	■	■	■	■
Boues activées en aération prolongée					■	■	■	■	■

Figure N°02 : Domaines d'utilisation des filières types

A.III.2. Les filières de capacité inférieure à 400 EH

A.III.2.1. Les filtres enterrés

Cette filière est constituée d'un prétraitement assuré par une fosse toutes eaux, puis d'un traitement secondaire dont le principe général repose sur une filtration lente des eaux usées au sein d'un milieu granulaire fin. Celui-ci joue le rôle de filtre physique et de support pour les bactéries. Ce procédé fait donc partie des traitements biologiques intensifs en culture fixe. L'effluent traité est collecté par un drain avant d'être rejeté dans le milieu naturel. Le système est entièrement gravitaire.

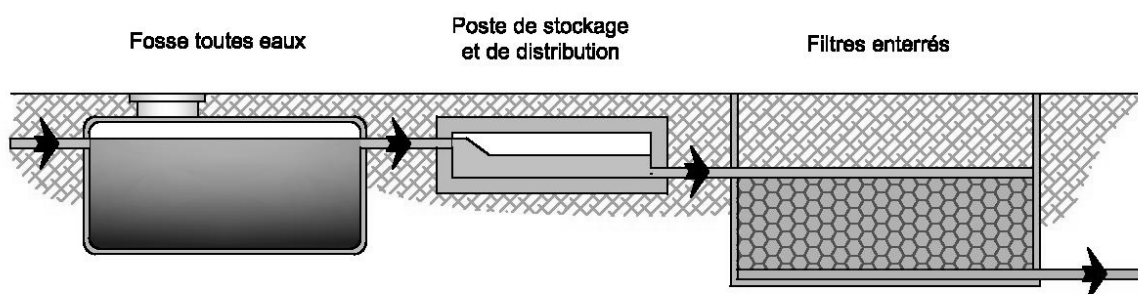


Figure N°03 : Principe de la filière filtres enterrés

Cette filière n'est adaptée qu'à des terrains proches de l'horizontale. D'autre part, les boues de la fosse toutes eaux doivent faire l'objet d'un traitement en station dépuración équipée de fosses de matière vidange. Par conséquent, le système n'est pas parfaitement autonome. Par contre, cette installation demande peu de place et elle ne n'implique pas la construction d'ouvrages de génie civil.

A.III.2.2. L'épandage souterrain

Cette filière est constituée d'un traitement primaire et d'un système d'épandage souterrain. Il permet à la fois le traitement des eaux usées et la dispersion des effluents. Le principe de fonctionnement est identique à celui des filtres enterrés à la différence que l'eau traitée n'est pas collectée. Son épandage se fait par un réseau percé qui déverse l'eau dans le sol sous-jacent.

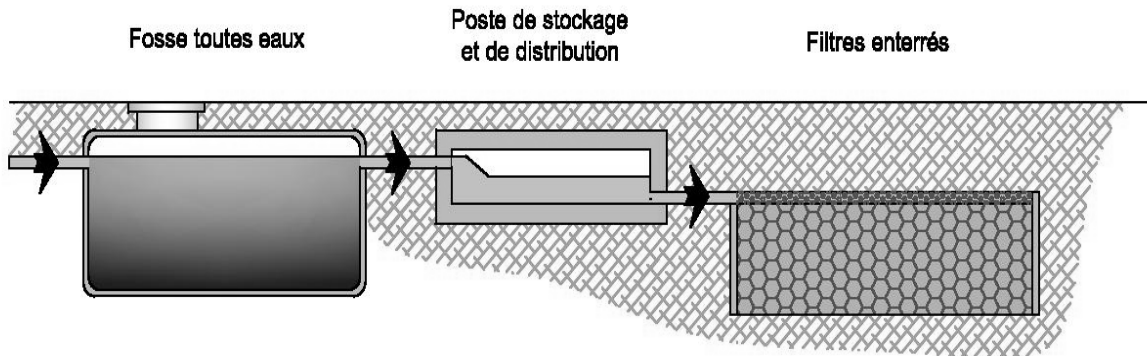


Figure N°04 : Principe de la filière par épandage souterrain

Le principal avantage de cette méthode est le non rejet des effluents dans le milieu naturel superficiel, lorsque celui-ci est sensible. Son principal inconvénient est sa restriction d'utilisation en fonction du type de terrain ou de la présence de nappe phréatique. Comme pour les filtres enterrés, il n'est pas nécessaire de construire d'ouvrages de génie civil.

A.III.2.3. L'épandage superficiel

Ce système d'épuration repose sur le même principe que l'épandage souterrain à la différence que l'épandage se fait en surface dans des fossés appelés billons. La culture bactérienne est fixée en surface du massif d'épandage. Le traitement primaire n'est pas obligatoire.

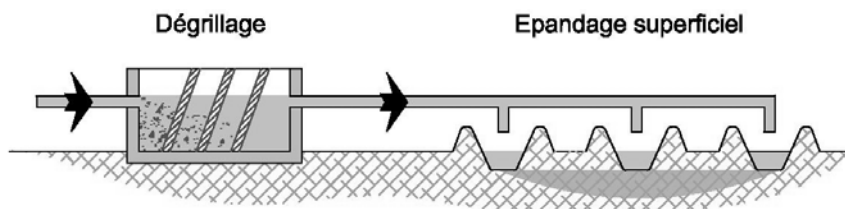


Figure N°05 : Principe de la filière par épandage superficiel

Cette méthode demande une connaissance du type de sol et du niveau des nappes. Son principal inconvénient est l'esthétique des lieux. Comme pour l'épandage, il n'est pas nécessaire de construire d'ouvrages de génie civil spécifique.

A.III.3. Les filières de capacité jusqu'à 2000 EH

A.III.3.1. Le décanteur digesteur

Il s'agit de deux traitements séparés mais souvent réunis dans un même ouvrage. Le décanteur assure le tri des particules en suspension par simple décantation. Le digesteur assure la digestion anaérobie de la fraction organique de ces dépôts. En général, cet ouvrage assure un traitement primaire. Son rendement est insuffisant pour un rejet direct dans la plupart des sites. De plus, ce type d'ouvrage est imposant et peu esthétique. Son principal avantage est son coût de construction et d'entretien peu élevé, si on le compare aux filières qui suivent.

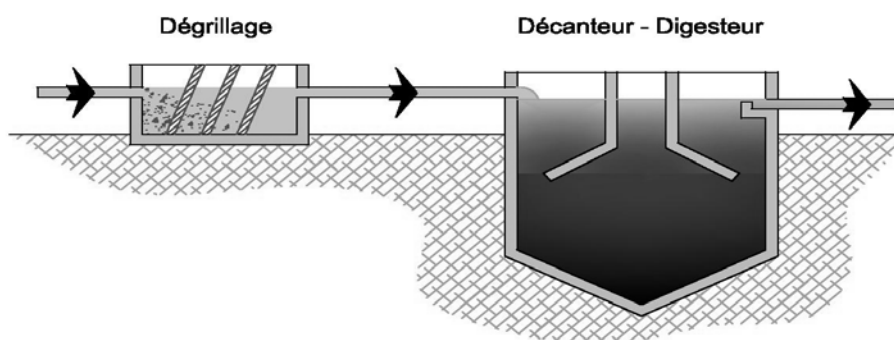


Figure N°06 : Principe du décanteur digesteur

A.III.3.2. Le lagunage naturel

Cette méthode repose sur la présence de bactéries aérobies en cultures libres dans une lagune. Il s'agit d'un procédé extensif. Après dégrillage, les eaux usées circulent dans différents bassins afin que les bactéries nettoient ces dernières. Les bassins doivent être étanches sous peine de polluer le sol sous jacent.

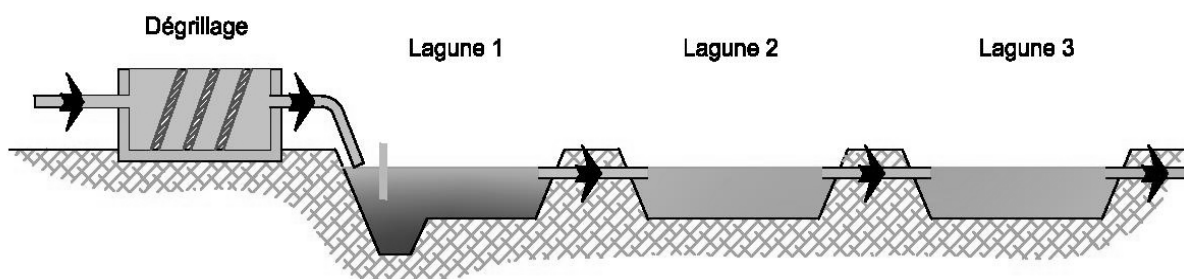


Figure N°07 : Principe du lagunage naturel

Ce procédé présente de bons rendements mais ils ne sont pas constants sur l'année. L'atout majeur est la facilité d'exploitation. Par contre, ces stations ont des emprises au sol

très importantes et la nature des terrains est un élément prépondérant dans le choix de ce type d'équipement.



Figure N°08 : Vue aérienne des immenses lagunes de la STEP de Mèze

A.III.3.3. Les lits d'infiltration percolation sur sable

Cette filière se compose d'un décanteur-digesteur, suivi d'un poste de stockage qui alimente un massif filtrant constitué de sable en place ou rapporté. Les eaux épurées sont soit épandues par le massif, soit collectées par un drain qui les rejette dans un exutoire artificiel. Il s'agit d'un système de cultures fixées sur support fin analogue à l'épandage. La principale différence est la capacité plus importante de cette filière grâce à la présence du décanteur-digesteur et grâce à des systèmes d'alimentation des lits plus ou moins sophistiqués.

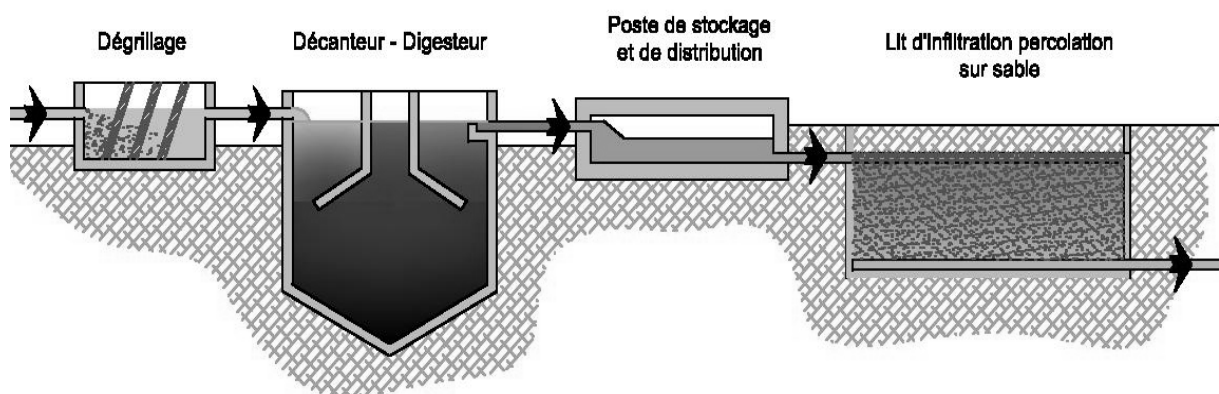


Figure N°09 : Principe de la filière des lits d'infiltration percolation sur sable

L'exploitation de ce type de filière est très simple et présente de bons rendements. Par contre, il faut que la décantation primaire soit particulièrement efficace afin que le rendement total soit convenable. Concernant les ouvrages de génie civil, cette filière ne demande que la construction d'un décanteur-digesteur. Le coût de construction et d'entretien reste donc raisonnable.

A.III.3.4. Les filtres plantés de roseaux

Cette méthode se classe parmi les filières de traitement biologique aérobie à cultures fixées sur des supports fins. Un prétraitement n'est pas obligatoire mais en pratique, il est souvent installé un dégrilleur. Les eaux usées transitent par un poste de stockage avant de traverser les lits. Ces derniers se présentent sur deux étages qui correspondent à deux traitements complémentaires. Dans le premier étage, les eaux usées brutes traversent un massif filtrant actif. Le processus épuratoire est assuré par des micro-organismes fixés dans le massif. Les roseaux évitent le colmatage du système grâce au développement de leurs racines qui percent les dépôts. Le deuxième étage complète l'épuration pour les pollutions azotées et carbonées.

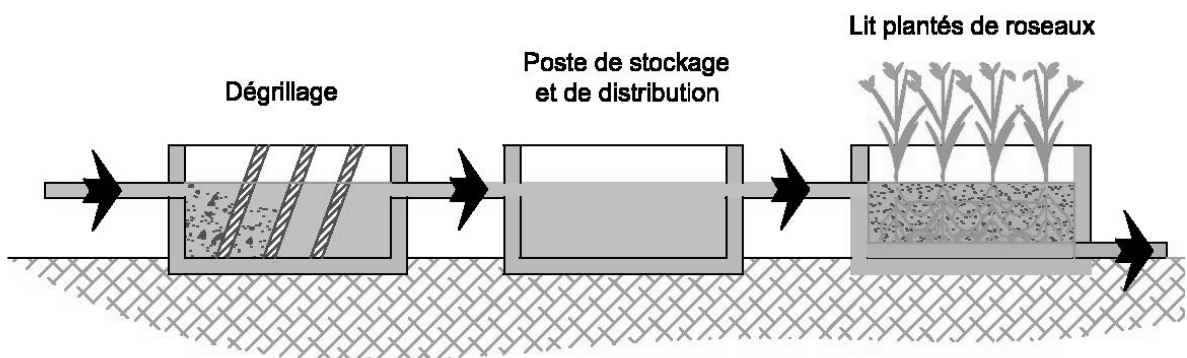


Figure N°10 : Principe de la filière lit planté de roseaux

L'avantage principal de la méthode est sa faible consommation électrique. Par contre, ce type d'installation demande un entretien des végétaux et elle consomme beaucoup de surface. Cette filière peut totalement s'affranchir de génie civil.

A.III.4. Les filières de capacité jusqu'à 3000 EH

A.III.4.1. Le lagunage aéré

Le lagunage aéré est un procédé de traitement similaire au lagunage naturel à la différence que les eaux usées sont aérées par des équipements électromécaniques. Le procédé est aérobie en cultures libres. L'eau traitée est séparée par décantation avant rejet dans le milieu naturel.

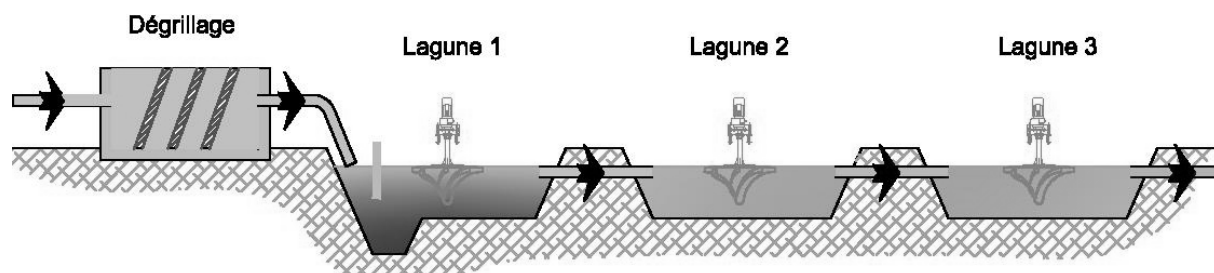


Figure N°11 : Principe de la filière lagunage aéré

La faible densité de bactéries liées au procédé implique la mise en place de très grandes lagunes. Les rejets sont de qualité moyenne. En revanche, cette filière permet une grande tolérance à de nombreux facteurs influents négativement sur les autres processus. Cette filière peut totalement s'affranchir d'ouvrages de génie civil.

A.III.4.2. Les lits bactériens

Après un prétraitement dans un décanteur digesteur, les eaux usées traversent un lit bactérien composé de matériaux présentant un indice des vides importants. Ce garnissage peut être en matériaux naturels de type pouzzolane ou bien synthétique. Il s'agit d'un procédé de cultures fixes sur support grossier analogue à celui des filtres enterrés avec récupération des eaux traitées. La culture bactérienne présente dans le garnissage consomme la pollution. Par rapport aux filtres enterrés, le système est amélioré par un prétraitement plus efficace. De plus l'alimentation du lit en eaux usées se fait par un système rotatif. Enfin, à la sortie du garnissage, l'eau transite par un clarificateur avant d'être rejetée dans le milieu naturel. Une partie des boues est réinjectée dans le système pour maintenir l'activité bactérienne.

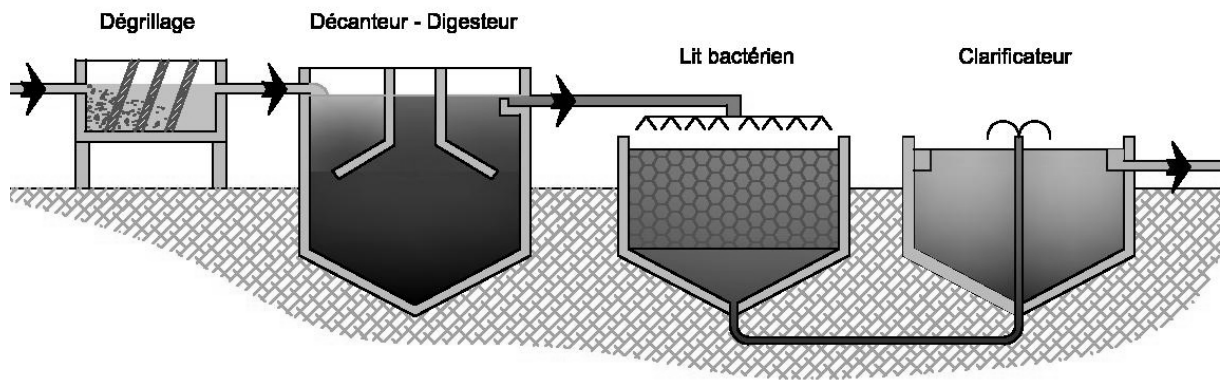


Figure N°12 : Principe de la filière lit bactérien

Le principal avantage du système est son entretien facile. En revanche, ce procédé est désuet. Il n'a pas connu d'amélioration et ses performances sont moyennes. Il nécessite la construction d'ouvrages de génie civil conséquents et donc onéreux.

A.III.4.3. Les disques biologiques

Cette technique fait partie des filières de culture fixe sur supports grossiers. Ces derniers sont constitués de « disques » sur lesquels est implantée la culture biologique. Après un traitement primaire par un décanteur digesteur, les eaux usées traversent ces bio-films avant d'être clarifiées. Le système est analogue à celui du lit bactérien. Ici, le lit est remplacé par les disques.

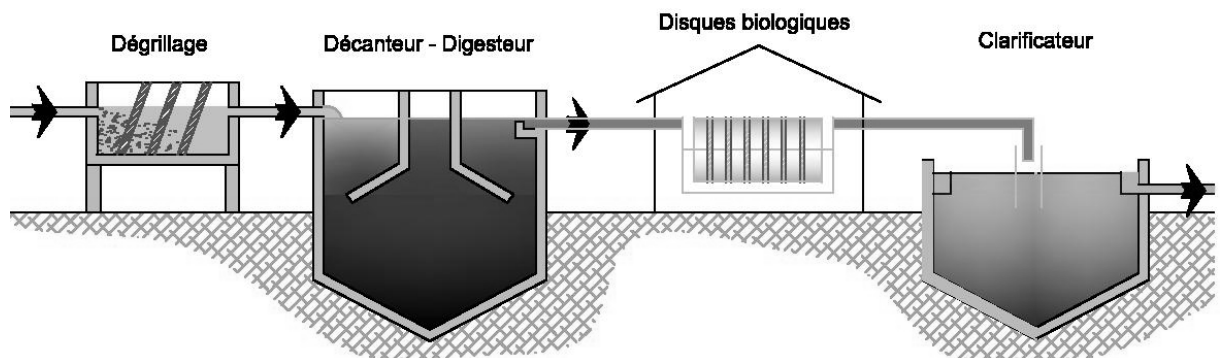


Figure N°13 : Principe de la filière disques biologiques

Les disques se présentant sous forme d'équipements électromécaniques, il est nécessaire de construire un local technique pour les abriter. Ceci présente l'avantage d'un bon fonctionnement dans les régions à climats froids. Par contre, cet équipement demande de l'entretien par du personnel compétent.

A.III.4.4. Les boues activées en aération prolongée

Ce procédé est la référence des traitements biologiques aérobies en cultures libres. Après un traitement primaire, les eaux sont dépolluées dans le bassin d'aération.

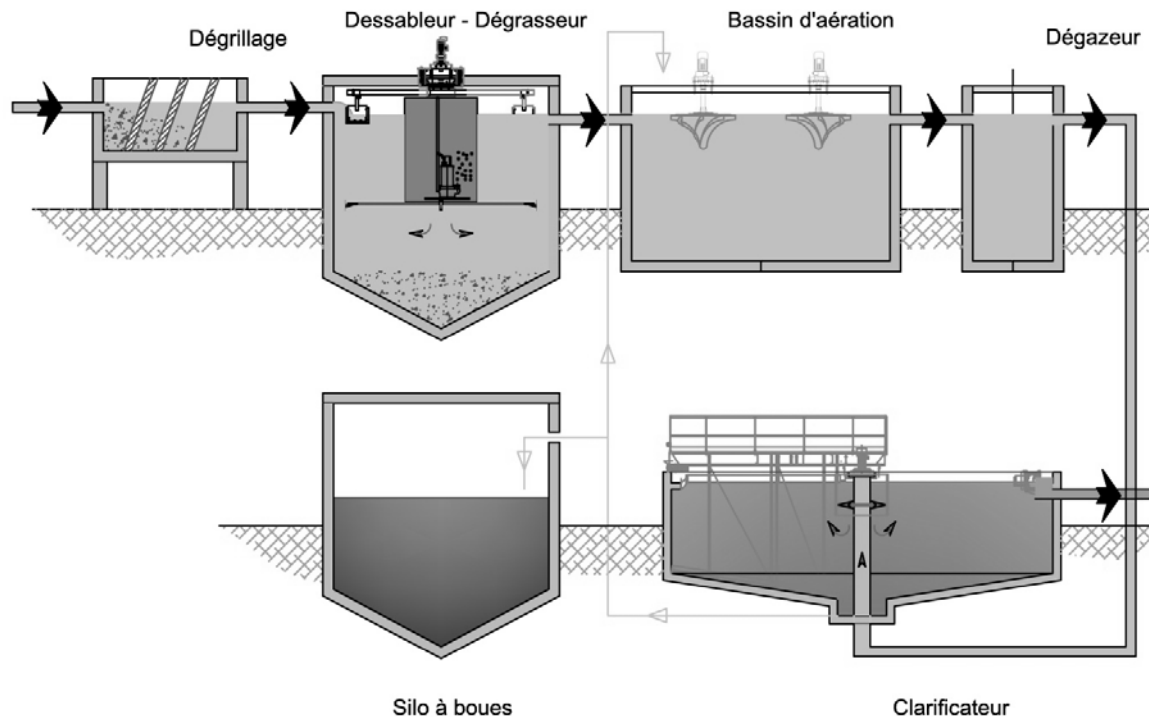


Figure N°14 : Principe de la filière des boues activées

Les eaux usées sont brassées mécaniquement afin de créer un mélange homogène. L'apport d'oxygène permet aux matières organiques de se transformer en carbone sous l'action des bactéries. La concentration des bactéries est maintenue grâce à la recirculation des boues. L'eau est ensuite décantée dans le clarificateur et ceci dans le but de séparer les boues de l'eau. Les boues peuvent ensuite, par exemple, être stockées dans un silo à boues.

Cette filière est la plus répandue en France car elle présente le meilleur rendement. En revanche, elle implique la construction d'un grand nombre d'ouvrages de génie civil. De plus, elle nécessite l'utilisation de beaucoup d'équipements. Par conséquent, le coût de construction et d'entretien est élevé.

A.IV. SYNTHÈSE ET CONCLUSION SUR LE TRAITEMENT DE L'EAU

Dans l'Union européenne, la collecte et le traitement des eaux résiduaires urbaines sont règlementés. La France est encore loin des objectifs imposés par l'Europe pour la dépollution des ERU. Par conséquent, le marché de la construction de station d'épuration est porteur. Il existe différentes filières d'épuration adaptées aux petites collectivités. Le choix d'une de ces filières dépend de différents impératifs technico-économiques et surtout de la quantité d'eau à traiter. Toutes les filières ne nécessitent pas la construction d'ouvrages de génie civil. Je propose un tableau synthétique des avantages, des inconvénients et de l'incidence sur les ouvrages de génie civil des filières évoquées dans ce chapitre.

Techniques	Avantages	Inconvénients	Incidence sur le GC
Les filtres enterrés	<ul style="list-style-type: none"> > Rejet direct dans le milieu naturel > Installation compacte 	<ul style="list-style-type: none"> > Adapté qu'à des terrains proches de l'horizontal > Traitement ultérieur des boues récoltées 	N'implique pas la construction d'ouvrage de GC
L'épandage souterrain	<ul style="list-style-type: none"> > Les effluents ne sont pas rejetés dans le milieu naturel 	<ul style="list-style-type: none"> > Restriction d'utilisation en fonction du type de terrain 	N'implique pas la construction d'ouvrage de GC
L'épandage superficiel	<ul style="list-style-type: none"> > Traitement primaire pas nécessaire 	<ul style="list-style-type: none"> > Peu esthétique 	N'implique pas la construction d'ouvrage de GC
Le décanteur digestif	<ul style="list-style-type: none"> > Faible coût de construction et d'entretien 	<ul style="list-style-type: none"> > Rejet direct impossible dans la plupart des sites > Imposant et peu esthétique 	Construction d'un décanteur-digesteur
Le lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> > Rendements satisfaisant > Simplicité d'exploitation 	<ul style="list-style-type: none"> > Inconstance du rendement > Aménagement imposant 	N'implique pas la construction d'ouvrage de GC
Les lits d'infiltration percolation sur sable	<ul style="list-style-type: none"> > Grande capacité > Simplicité d'utilisation > Rendements satisfaisant > Faible coût de construction et d'entretien 	<ul style="list-style-type: none"> > Efficacité du décanteur primaire à surveiller 	Construction d'un décanteur-digesteur
Les filtres plantés de roseaux	<ul style="list-style-type: none"> > Faible consommation électrique 	<ul style="list-style-type: none"> > Construction étendue > Demande de l'entretien 	Pas de génie civil
Le lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> > Rejet direct dans le milieu naturel > Tolérance à de nombreux facteurs 	<ul style="list-style-type: none"> > Rejets de qualité moyenne > Aménagement de très grandes lagunes 	N'implique pas la construction d'ouvrage de GC
Les lits bactériens	<ul style="list-style-type: none"> > Simplicité d'entretien 	<ul style="list-style-type: none"> > Obsolète > Onéreux à la construction > Performances moyennes 	Construction d'un décanteur-digesteur, d'une enceinte pour lit bactérien et d'un clarificateur

Techniques	Avantages	Inconvénients	Incidence sur le GC
Les disques biologiques	> Adapté aux régions froides	> Demande de l'entretien par des personnes habilitées	Construction d'un décanteur-digester, d'un clarificateur et d'un local technique
Les boues activées en aération prolongée	> Meilleur rendement	> Utilisation de beaucoup d'équipements > Onéreux à la construction et en entretien	Construction d'un dessableur-dégraisseur, d'un bassin d'aération, d'un dégazeur, d'un clarificateur et d'un silo à boues

La filière la plus répandue en France est celle des boues activées en aération prolongée. En effet, c'est la filière qui présente le meilleur rendement et celle-ci couvre une plage de volume à traiter importante. La suite de ce document portera sur l'étude des ouvrages de cette filière.

B. OUVRAGES DE GENIE CIVIL DES STATIONS A BOUES ACTIVEES

Les ouvrages de génie civil des stations d'épuration de type boues activées en aération prolongée sont typologiquement identiques. Seul le silo à boue peut être exclu du processus. Les boues sont alors traitées et évacuées sans stockage sur le site. Pour s'adapter aux besoins et à la quantité d'effluents à traiter, les concepteurs font varier les volumes des ouvrages. Pour cela, ils peuvent agir sur deux leviers : la hauteur des bassins et leur emprise au sol. Toutefois, ils doivent tenir compte des équipements électromécaniques qui brident souvent un des leviers.

Le but de ce chapitre sera de classifier et de borner la géométrie des constructions types. Pour cela, nous expliquerons le fonctionnement des ouvrages et nous donnerons les impératifs liés à leur exploitation. La finalité sera l'identification des ouvrages dont le ratio d'armatures est conditionné par des paramètres géométriques. De plus, nous déterminerons la plage de géométrie à étudier dans la suite du mémoire.

B.I. CLASSIFICATION DES OUVRAGES

B.I.1. Analyse de la typologie d'ouvrages de diverses STEP

Dans le cadre de mon activité professionnelle, je dispose d'une base de données concernant les études d'exécution ou d'avant projet de 14 stations d'épuration de type boues activées en aération prolongée. Ces stations ont été conçues pour des collectivités inférieures à 3000 EH. Je dispose de six dossiers d'exécution et de huit dossiers d'avant-projet. Les données ont été extraites des plans de coffrage béton armé pour les études d'exécution. Pour les études d'avant-projet, elles le sont des plans de profils hydrauliques imaginés par les ingénieurs en traitement de l'eau. Afin de respecter le travail de mes clients, ces plans ne seront pas joints au mémoire. Ils contiennent des informations confidentielles qui pourraient être utiles à la concurrence. Nous donnons ci-dessous un schéma de fonctionnement d'une STEP de type boues activées en aération prolongée.

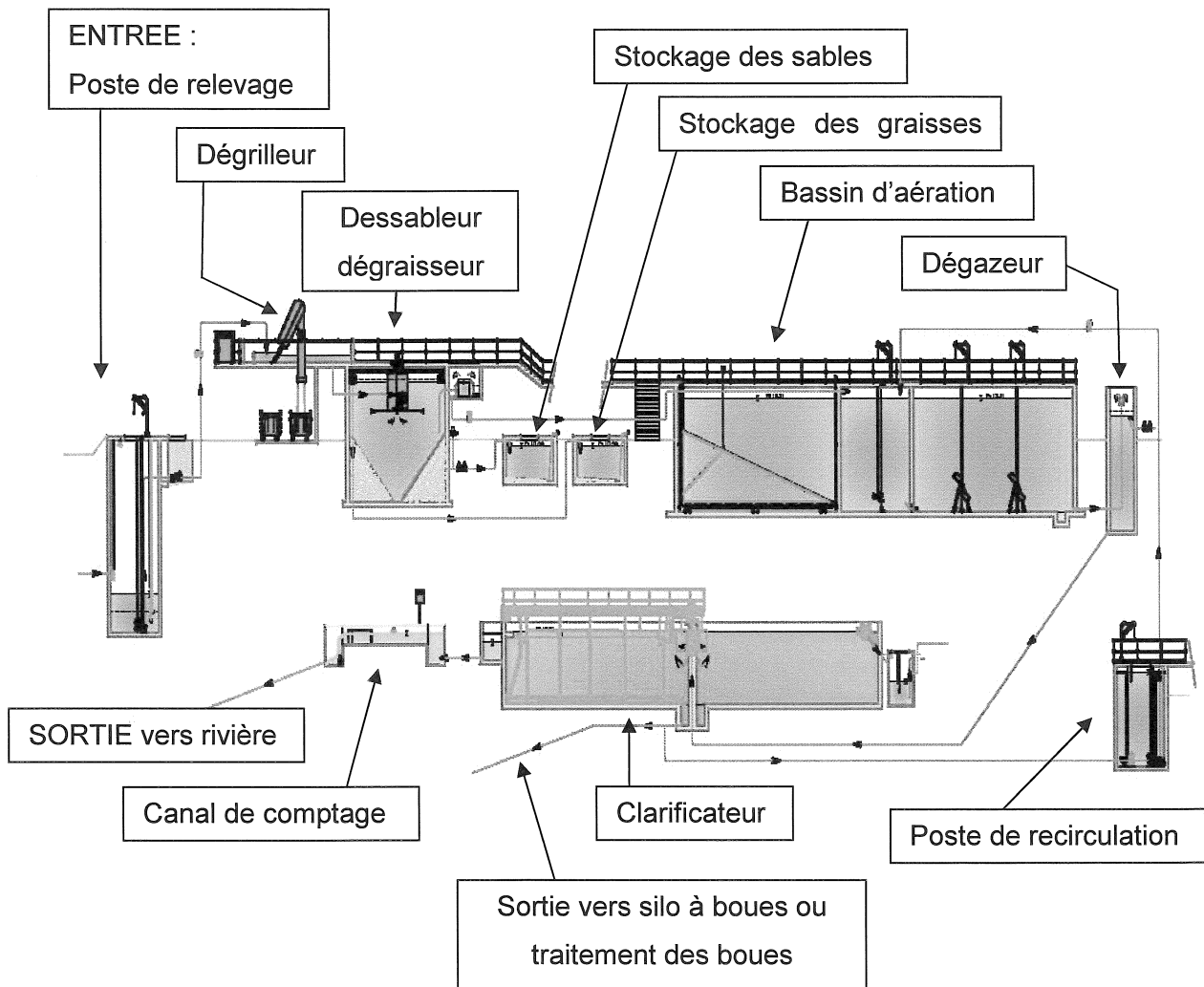


Figure N°16 : Profil hydraulique d'une STEP type

La réalisation de fiches synthétiques donnant les caractéristiques géométriques des ouvrages rencontrés permettra de définir les plages de dimensions des ouvrages principaux. Ils seront classifiés par catégorie. Les quatorze fiches synthétiques sont données en annexe A de ce document. La synthèse est donnée sous forme de tableaux et d'histogrammes.

Dans la suite du document nous partons de l'hypothèse défavorable selon laquelle les hauteurs de voiles correspondent aux hauteurs de liquide qu'ils contiennent. Le tableau comprend les types d'ouvrages et leurs dimensions enveloppes.

TYPE D'OUVRAGE	Diamètre		Hauteur du voile = Hauteur du liquide	
	Min (m)	Max (m)	Min (m)	Max (m)
CLARIFICATEUR	7,00	19,20	3,00	4,00
BASSIN D'AERATION	8,50	21,90	3,00	6,50
SILO A BOUE	8,60	15,00	6,80	8,00
RECIRCULATION	1,50	2,76	3,50	5,80
DEGAZEUR	1,50	2,76	2,80	6,50
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	2,20	4,20	3,70	6,10
STOCKAGE DES SABLES	1,50	2,20	0,80	3,00
STOCKAGE DES GRAISSES	1,50	2,20	0,80	3,45
PUITS A FLOTTANTS	1,50	2,20	1,90	4,30
POSTE TOUTES EAUX	1,50	2,20	2,00	4,00
POSTE DE RELEVEMENT	1,50	2,76	3,50	6,00
CANAL DE COMPTAGE	-	-	-	-
DEGRILLEUR	-	-	-	-

Figure N°17: Dimensions enveloppes des ouvrages courants

Les histogrammes donnent la répartition des dimensions rencontrées. En effet, nous pouvons constater dans les tableaux de l'annexe A que certains diamètres ou certaines hauteurs de voile sont récurrentes. L'analyse des histogrammes fondera les plages de classification et justifiera les hypothèses de géométrie pour la suite des études du mémoire.

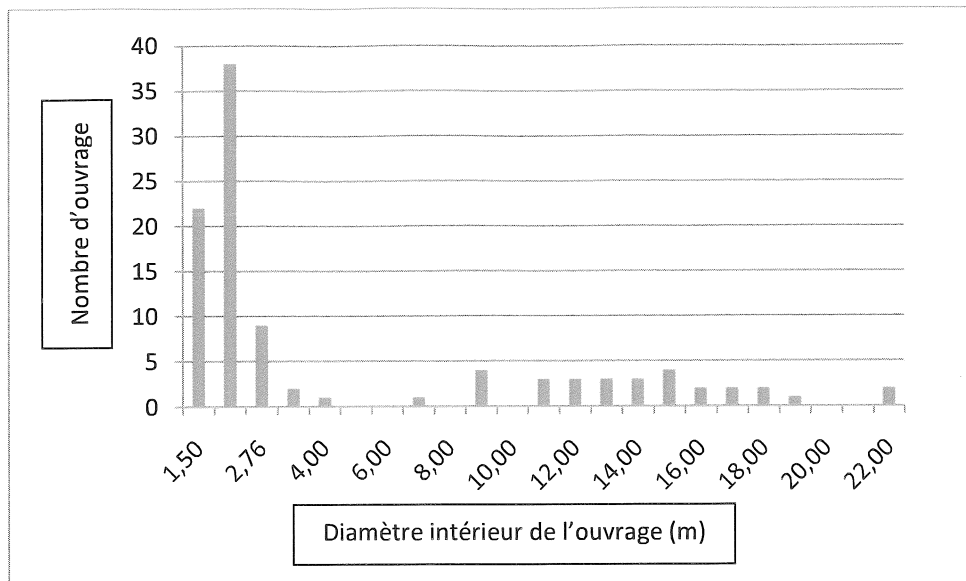


Figure N°18 : Nombre d'ouvrage en fonction des diamètres

Nous distinguons très nettement deux enveloppes de diamètres. Le premier groupe est constitué des diamètres 1.50m, 2.20m, 2.76m et 3.00m. Entre 4.00 et 9.00m, nous distinguons un creux. Ensuite, le deuxième groupe présente des ouvrages de 9.00 à 22.00m de diamètre. Nous pouvons donc définir deux catégories d'ouvrages : les ouvrages de grands et de petits diamètres.

L'analyse de la hauteur des voiles est faite suivant les deux catégories d'ouvrages. Pour les ouvrages de petits diamètres, la plage de hauteur est étendue et relativement constante comme le montre la figure suivante. La plage de hauteur retenue sera donc de 1.00 à 6.50m.

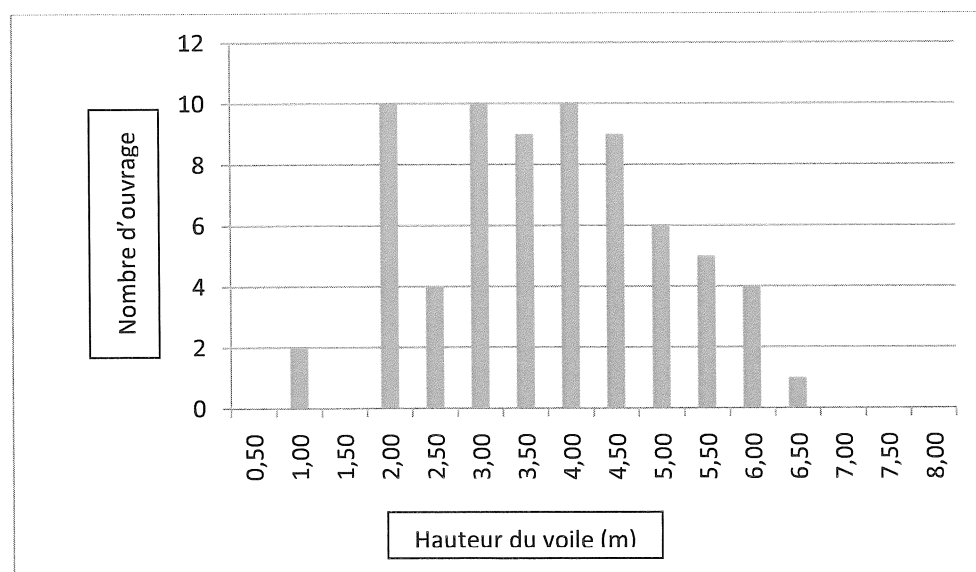


Figure N°19 : Nombre d'ouvrage de petits diamètres en fonction de la hauteur des voiles

Pour les ouvrages de grands diamètres, la plage des hauteurs commence à 3.00 pour atteindre 8.00m. Nous constatons deux pointes : 6.00m et 4.00m. Ces deux valeurs correspondent respectivement à des hauteurs standards pour des bassins d'aération et des clarificateurs raclés.

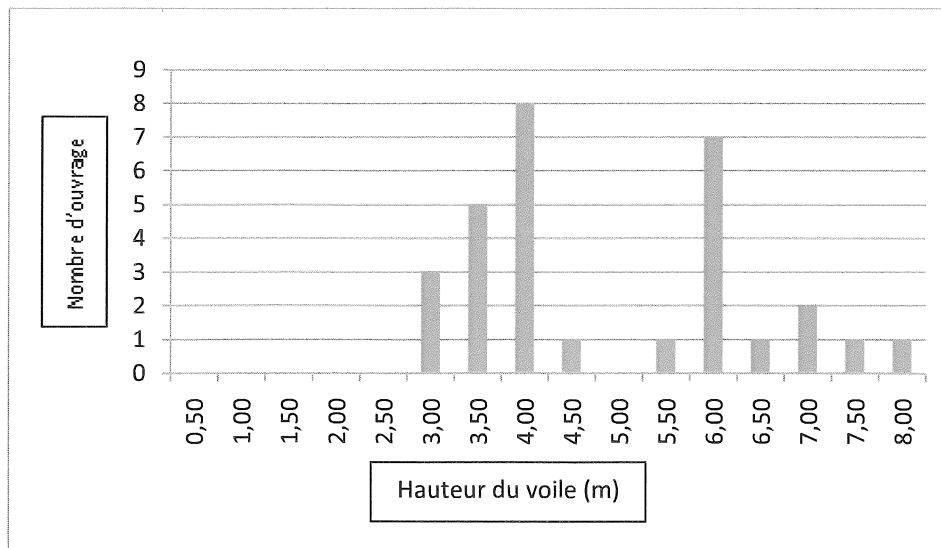


Figure N°20 : Nombre d'ouvrage de grands diamètres en fonction de la hauteur des voiles

B.I.2. Proposition de classification

Il ressort clairement trois grands types d'ouvrages. La première catégorie concerne les ouvrages non circulaires. Ensuite, viennent les ouvrages circulaires de petits diamètres dont les dimensions intérieures des parois sont comprises entre 1.50m et 3.00m environ. Enfin, les ouvrages de grands diamètres, qui ont des rayons variant de 4.00m à 22.00m environ.

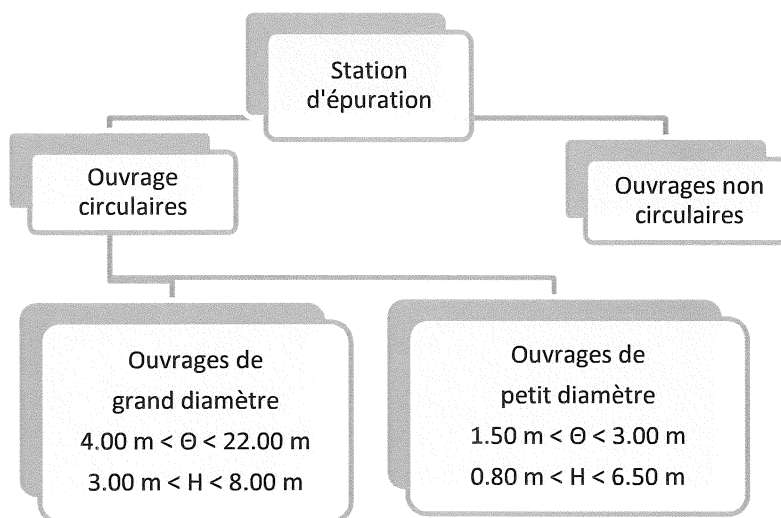


Figure N°21 : Classification des ouvrages courants

B.II. LES OUVRAGES NON CIRCULAIRES

Pour une filière type boues activées en aération prolongée, les ouvrages non circulaires sont généralement au nombre de deux, le dégrilleur et le canal de comptage. La géométrie de ces ouvrages est liée à leur fonction et leur équipement. Elle est donc globalement identique quelque soit le concepteur du système.

B.II.1. Le dégrilleur

Le rôle du dégrilleur est le filtrage grossier des effluents à l'arrivée dans la station. Les déchets récoltés sont alors évacués dans la filière des ordures ménagères. L'ouvrage se compose de deux canaux munis de grilles. Un des canaux vient by-passer le second en cas de colmatage. La récolte des déchets peut être manuelle ou automatisée.

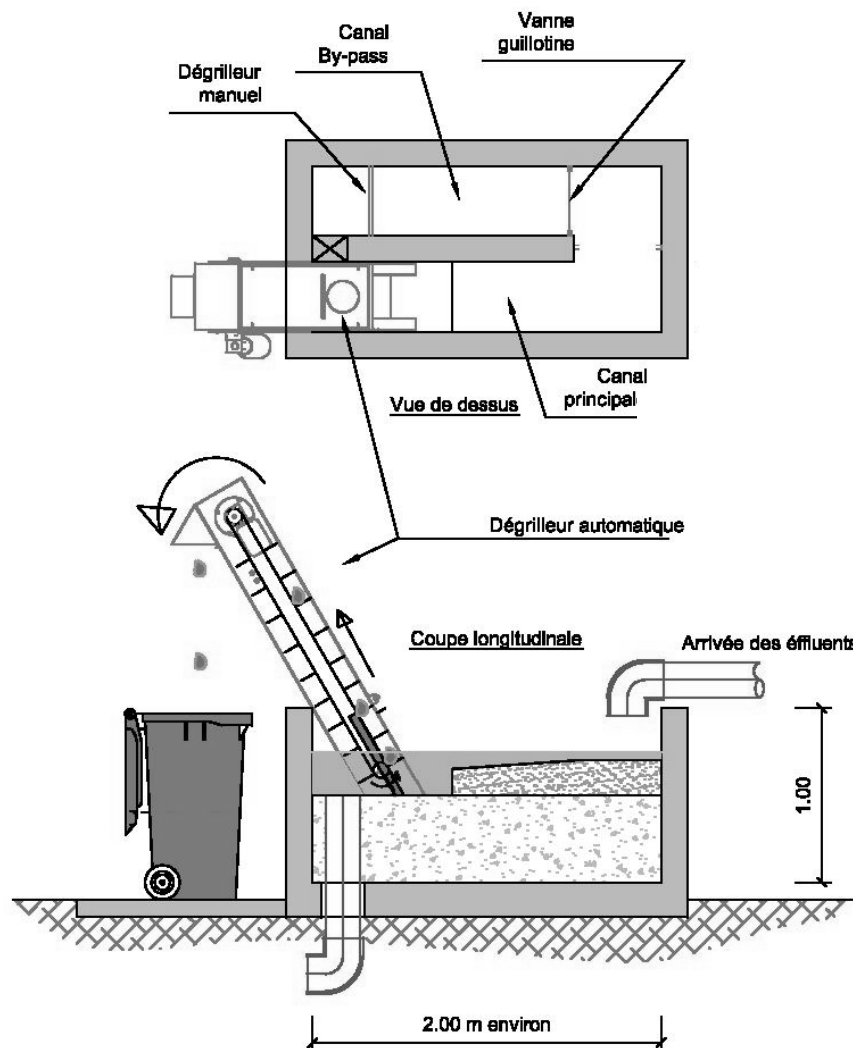


Figure N°22 : Dégrilleur type

Cet ouvrage est constitué de voiles en béton armé ancrés dans un radier posé au sol. Dans certains cas l'ouvrage est enterré. Compte tenu de ses faibles dimensions, l'ouvrage est peu sollicité. Les dimensions enveloppes peuvent être estimées aux valeurs suivantes : 2.00m x 2.00m x 1.50m ht.



Figure N°23 : Dégrilleur automatique avec by-pass manuel.

B.II.2. Le canal de comptage

Le canal de comptage se situe à la sortie de la station d'épuration en fin de filière. Comme son nom l'indique, son rôle est le comptage du volume d'eau traitée rejetée dans le milieu naturel. L'ouvrage se compose d'un canal en béton armé de petite section et de longueur variable. A chaque extrémité se trouve un regard plus profond. La section du canal est d'environ 50cm². Elle dépend de la plage de débit à mesurer. Sa longueur peut varier de 2.00 à 6.00m. Les regards de sortie ont des dimensions qui varient de 1.00x1.00m² à 1.50x1.50m² en plan pour des profondeurs de 1.00 à 2.00m environ.

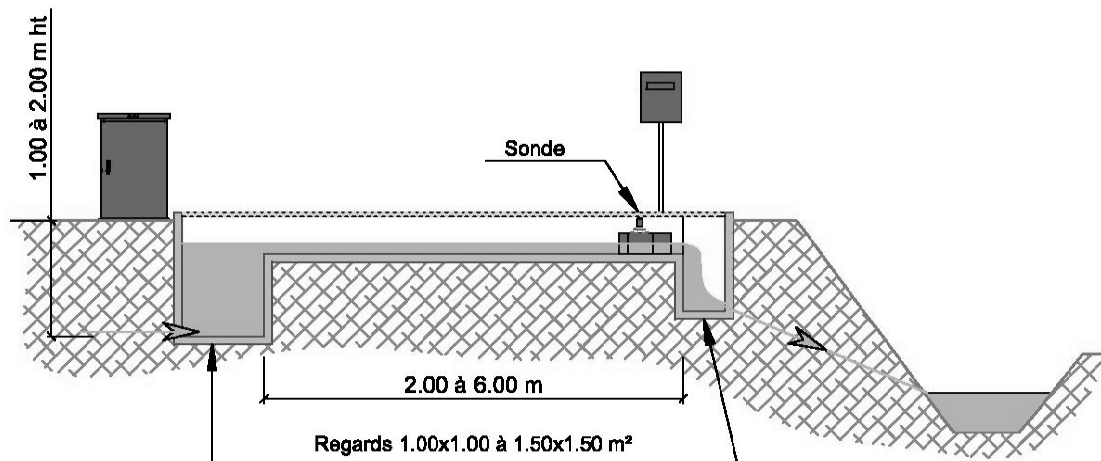


Figure N°24 : Coupe longitudinale sur un canal de comptage type

Le canal en béton armé est équipé d'un canal venturi. La sonde de mesure est implantée au droit du venturi. Elle mesure la hauteur d'eau transitant dans le venturi. Ceci permet le calcul du débit. La pose de cet équipement doit être extrêmement précise. Le fond du canal doit être parfaitement de niveau pour permettre le bon fonctionnement de la sonde.

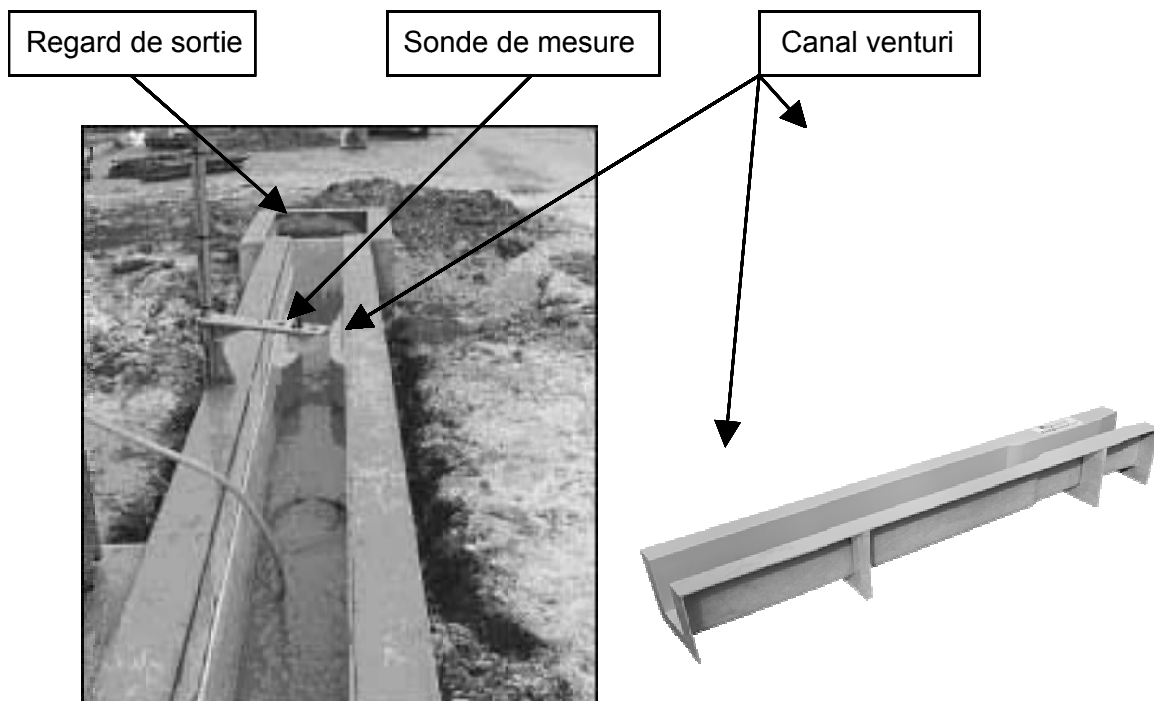


Figure N°25 : Canal de comptage en fonctionnement et canal venturi à insérer au coulage de l'ouvrage.

B.III. LES OUVRAGES DE PETITS DIAMETRES

Les ouvrages de petits diamètres sont nombreux dans la filière. Ils semblent géométriquement semblables.

B.III.1. Les ouvrages concernés et leur fonctionnement

Les ouvrages concernés sont au nombre de sept. Nous allons définir leurs rôles dans la filière et présenter les équipements associés.

B.III.1.1. Poste de relèvement

Le poste de relèvement se trouve à l'amont de la filière. Son rôle est le relèvement du niveau du fil d'eau de la station afin de permettre ensuite un écoulement gravitaire entre le dégrilleur et le rejet. En effet, les eaux usées parviennent à la station de façon gravitaire. Les arrivées sont souvent profondes et non compatibles avec le point de rejet de la station. Ce puits est donc équipé de pompe de relevage. C'est un ouvrage dont le niveau de remplissage de liquide reste faible.

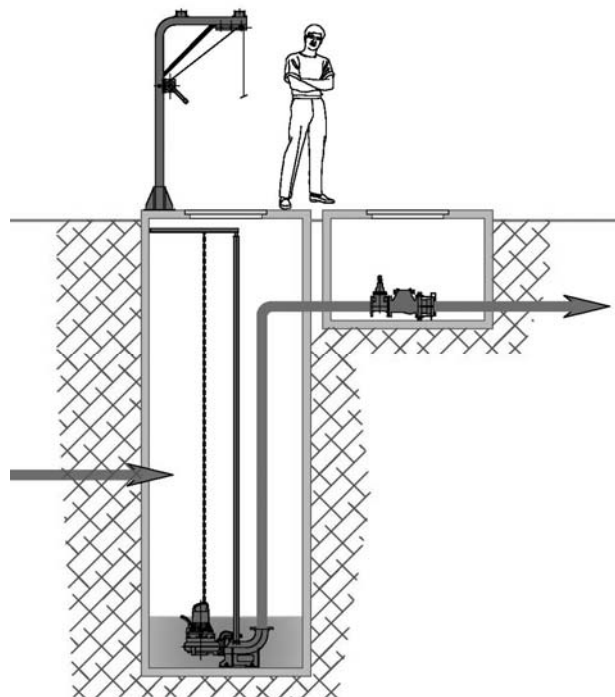


Figure N°26 : Coupe sur un puits de relèvement avec pompe en fond d'ouvrage

Ses dimensions sont données par l'encombrement des pompes à mettre en place et la fréquence de démarrage souhaitée. Dans le cas général, le diamètre varie de 1.50 à 3.00 mètres. Il est couvert par une dalle de couverture avec trappe d'accès. La dalle de couverture supporte une potence permettant la manutention des pompes. Une chambre à vannes indépendante est accolée à l'ouvrage.

B.III.1.2. Cuve de traitement des graisses et des sables

Le rôle du dessableur-dégraiseur est la séparation des sables et des graisses des eaux usées avant leur passage dans le bassin d'aération. Cet ouvrage se trouve en aval du dégrilleur. Il fait partie du prétraitement.

L'eau usée est injectée dans une virole appelée « clifford ». Dans cette zone réduite, de fines bulles sont insufflées afin de faire remonter les graisses en surface. Le faible volume et l'injection d'air améliorent la séparation. Les graisses ainsi remontées en surface du plan d'eau sont alors raclées par un système rotatif, recueillies dans une goulotte, puis envoyées vers la cuve de stockage. Concernant les sables, ils descendent en fond d'ouvrage par décantation. Ensuite, ils sont pompés et envoyés vers la cuve de stockage des sables

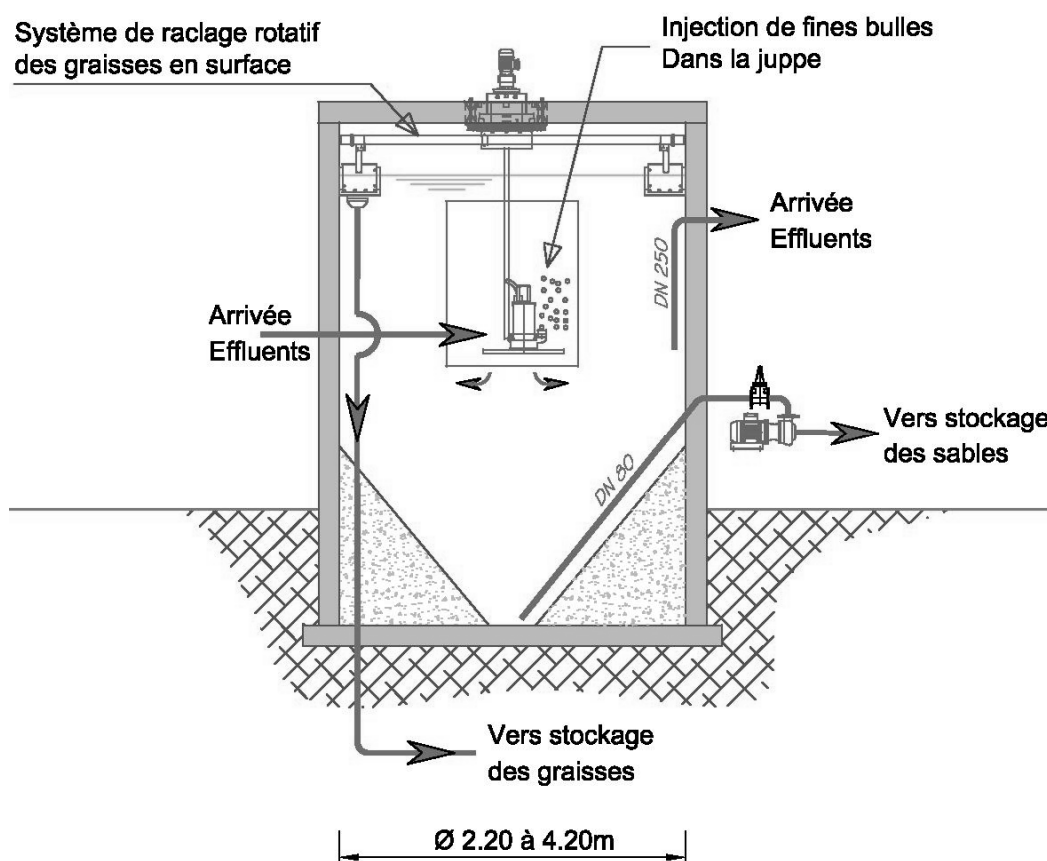


Figure N°27 : Coupe sur un dégraisseur-dessableur type

La forme conique de l'ouvrage favorise la décantation des sables. Généralement, la forme de pente en négatif de tronc de cône est réalisée en recharge intérieure sur le radier.

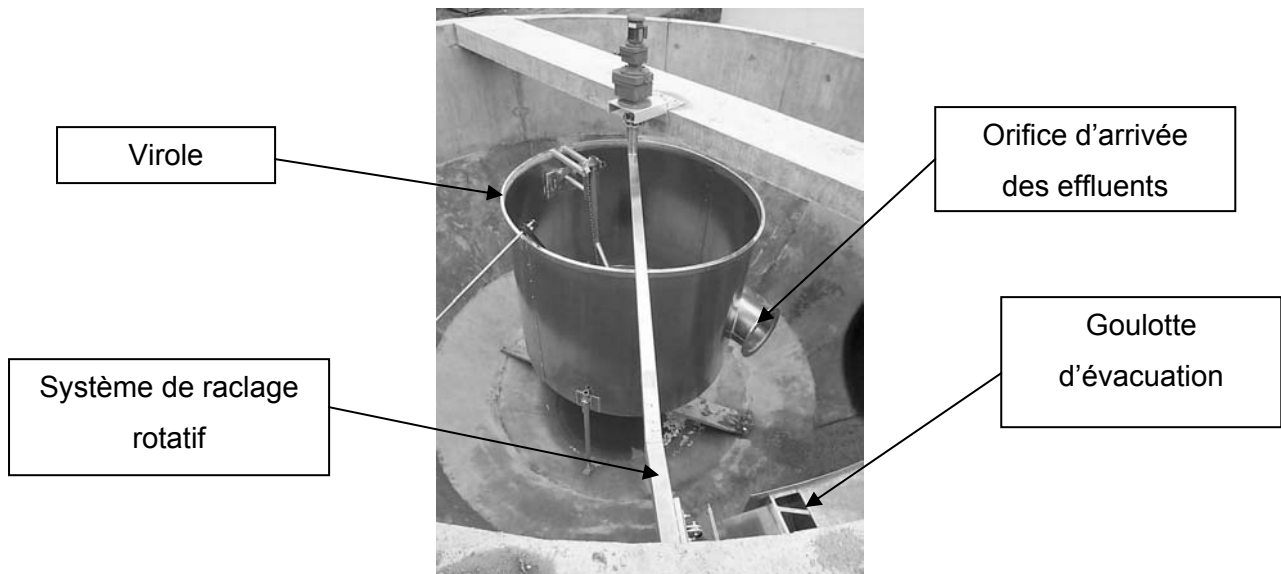


Figure N°28 : Equipement en acier inoxydable d'un dégraisseur

La gamme de dimensions de cet ouvrage se trouve à la frontière entre les ouvrages dits de grands diamètres et les ouvrages de petits diamètres. Suivant sa taille, il faudra s'orienter vers une catégorie ou une autre.

B.III.1.3. Cuve de stockage des graisses et des sables

Ces ouvrages sont associés à l'ouvrage de traitement des graisses et des sables. Leurs dimensions en plan varient généralement de 1.50m de diamètre à 2.20m. Les hauteurs peuvent atteindre 3.50m. Aucun matériel électromécanique n'est associé à cet ouvrage. Ils sont couverts d'une dalle avec trappe d'accès.

B.III.1.4. Dégazeur

Le dégazeur se trouve en aval du bassin d'aération. Son rôle est l'extraction des microbulles d'air combinées à la boue dans le bassin d'aération. En effet, elles pourraient faire remonter la boue à la surface du clarificateur et perturber la décantation.

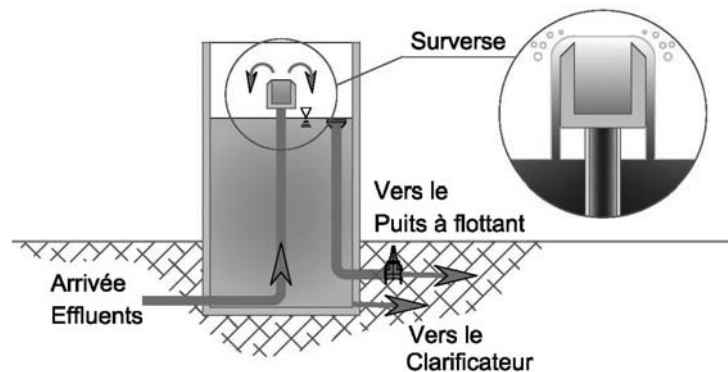


Figure N°29 : Coupe sur dégazeur type

Le dégazeur a des dimensions variables de 1.50m à 3.00m de diamètre pour des hauteurs pouvant atteindre 6.50m. Cet ouvrage est quasiment plein en fonctionnement. Il est équipé d'une surverse. Son rôle est la création d'une lame d'eau mince coulant à faible vitesse. Ce procédé permet de dégazer le liquide. L'effluent tombe dans la cuve avant de s'écouler vers le clarificateur.

B.III.1.5. Puits à flottants

Le puits à flottants se situe en aval du clarificateur. Son rôle est la récupération des mousses et écumes qui règnent à la surface du plan d'eau du clarificateur et du dégazeur. Ces déchets sont alors pompés vers le silo à boues ou vers le centre de traitement de celles-ci. L'ouvrage est assimilable au dégazeur sans la surverse. Il peut être couvert d'une dalle de couverture avec trappe d'accès.

B.III.1.6. Poste de recirculation

Le poste de recirculation est assimilable au poste de relevage. Ses dimensions sont données par l'encombrement des pompes à mettre en place. Dans le cas général, le diamètre de cet ouvrage varie de 1.50 à 3.00m pour des hauteurs pouvant atteindre 6.00m environ. Il peut être couvert par une dalle de couverture avec trappe d'accès. La dalle de couverture supporte une potence permettant la manutention des pompes. Il est souvent accolé à une chambre à vannes.

Cet ouvrage se situe en aval du clarificateur. Son rôle est de renvoyer une partie des boues dans la filière et plus précisément dans le bassin d'aération. Cette recirculation permet de maintenir une concentration en bactéries.

B.III.1.7. Poste toutes eaux

Le poste toutes eaux constitue « la poubelle » de la station. Il récupère l'ensemble des eaux usées liées à l'exploitation de la station. Il renvoie les eaux en tête de filière par pompage.

B.III.2. Les méthodes de réalisation des petits diamètres

Pour ce type d'ouvrage il existe deux solutions de réalisation. La première est l'utilisation d'éléments préfabriqués. L'autre est la méthode traditionnelle de coulage en place de l'ouvrage. Chacune des méthodes présente ses avantages et ses inconvénients que je vais présenter ci-dessous. Je donnerai aussi certaines préconisations de réalisation suite à différents retours d'expérience.

B.III.2.1. Solution « préfabriquée »

La solution qui consiste à utiliser des éléments préfabriqués est la méthode la plus simple d'utilisation. Cette technique présente l'avantage d'être rapide et elle nécessite peu de main-d'œuvre.

En revanche, elle est peu esthétique lorsque les ouvrages se trouvent hors sol. Les joints sont visibles. D'autre part, elle nécessite un traitement de l'étanchéité de la structure. L'ouvrage ne peut pas être étanche par lui-même et il faut alors recourir à un revêtement spécifique. L'intérêt économique de cette méthode est donc amoindri. Enfin, il faut tenir compte des moyens de levage disponibles.

✓ *Préfabrication verticale.*

Il existe plusieurs façons de réaliser des ouvrages circulaires à partir d'éléments préfabriqués. La première méthode utilise des éléments préfabriqués à clavetages verticaux.

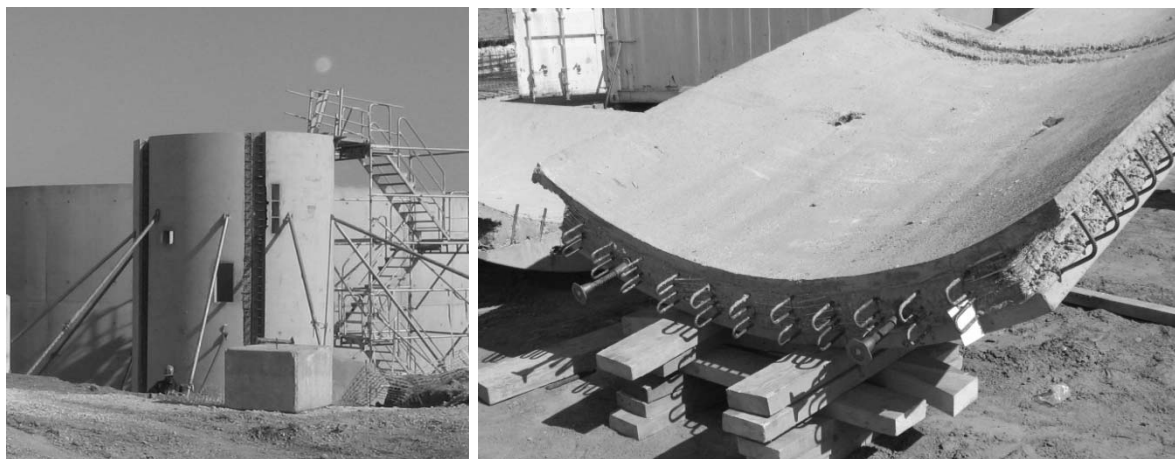


Figure N°30 : Ouvrage réalisé par préfabrication verticale

Je déconseille l'utilisation de cette méthode de réalisation. Les éléments préfabriqués sont coûteux à l'achat. En effet, ils ne sont pas issus de production industrialisée comme le sont les buses. De plus, cette méthode demande une grande précision lors de la mise en

place des éléments. Elle consomme beaucoup de temps lors du ferrailage et du coulage des clavetages.

✓ *Préfabrication horizontale*

Je préconise donc de s'orienter vers la deuxième solution qui consiste à utiliser des éléments de type buses. Cette deuxième méthode ne demande pas la réalisation de clavetage. Les éléments préfabriqués sont prévus pour s'emboîter les un dans les autres. S'agissant d'éléments standards du commerce ils sont relativement bon marché. Les industriels de la préfabrication d'éléments en béton armé proposent des catalogues riches en produits compatibles avec l'utilisation en STEP.

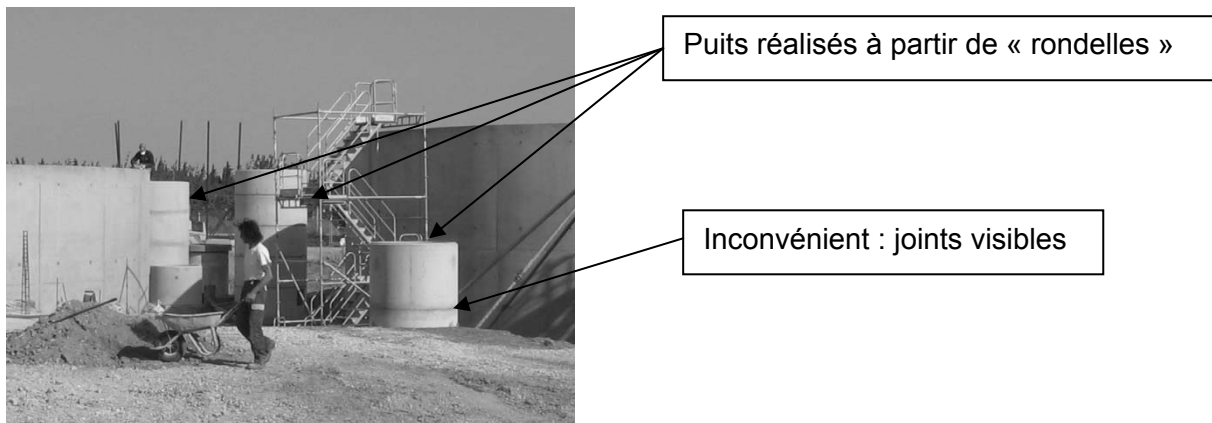


Figure N°31 : Ouvrage réalisé par éléments préfabriqués en « rondelles »

L'inconvénient principal de la méthode est l'utilisation obligatoire de diamètres standards. Il s'agit des diamètres mis en évidence par l'histogramme de la figure N°18. D'un point de vue réalisation, le point délicat de cette option est la jonction entre le radier coulé en place et les éléments préfabriqués.

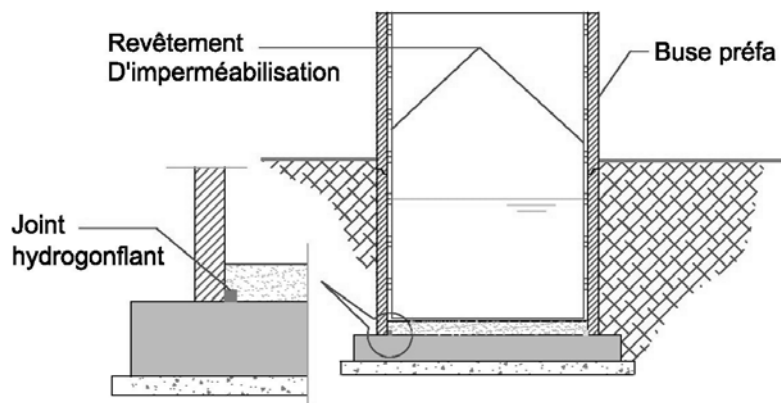


Figure N°32 : Coupe sur ouvrage réalisé par « rondelles » préfabriquées

Je préconise l'utilisation du mode constructif donné sur la figure ci-dessus. J'ai proposé ce procédé lors de la réalisation de plusieurs ouvrages et celui-ci a fait ses preuves. Il consiste en la réalisation d'un béton de clavetage de 10cm d'épaisseur en fond d'ouvrage. Pour la réalisation de l'étanchéité, nous disposons un joint hydrogonflant dans l'angle intérieur de l'ouvrage. Ce joint gonfle lorsqu'il s'humidifie empêchant ainsi le liquide de passer au travers de la reprise. Toutefois, pour ne pas éclater le béton, il faut veiller à confiner le joint dans des armatures. Je donne ci-après un exemple de tracé d'armatures pour ce type de radier.

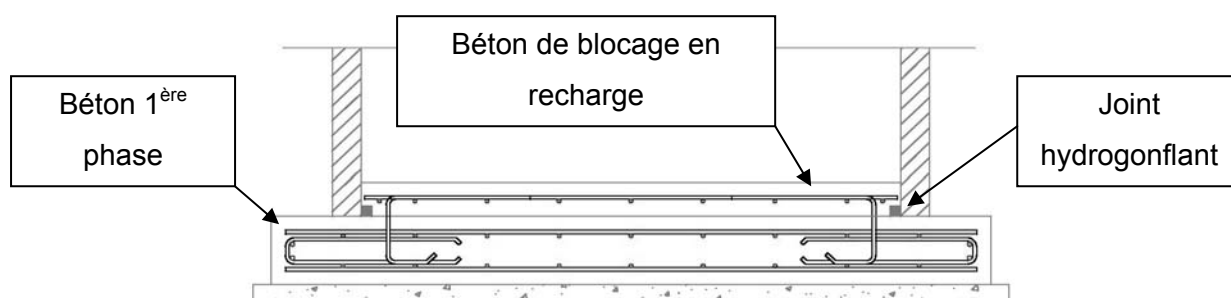


Figure N°33 : Armatures types pour radier d'ouvrage avec « rondelles » préfabriquées

L'armature dans le béton de recharge sert de confinement au joint mais aussi d'anti-fissuration sous l'effet du retrait du béton.

B.III.2.2. Solution « coulée en place »

✓ Avantages et inconvénients

Dans certains cas, les constructeurs préfèrent s'orienter vers des ouvrages coulés en place. Si l'épaisseur des parois est suffisante, alors le béton peut être considéré comme étanche par lui-même. La limite basse est fixée à 15cm par le règlement en vigueur pour le calcul des réservoirs [10]. Il n'est donc pas nécessaire de prévoir une étanchéité rapportée. D'autre part, l'esthétique des ouvrages est correcte si le bétonnage a été soigné.

En revanche, le coulage nécessite l'utilisation de matériels spécifiques. Pour les diamètres supérieurs à 2.20m, des banches cintrables sont utilisées. Pour des diamètres inférieurs il faut fabriquer sur mesure de coûteux coffrages bois.

✓ Méthode de réalisation

La méthode de réalisation consiste à couler un radier armé équipé d'attentes pour le voile. De plus, un système d'étanchéité est positionné en attente dans l'axe du voile. Ces

derniers sont armés en une seule fois. En général, ils sont coulés en deux demi coquilles. L'étanchéité à la reprise est aussi assurée par un système spécifique qui sera décrit avec les méthodes de réalisation des grands diamètres.



Figure N°34 : Ouvrages de petits diamètres à différents stade de réalisation

Dans le cas des voiles d'épaisseur 15cm, il est admis par le règlement de ne disposer qu'une seule nappe d'armatures. L'intérêt réside plus dans la mise en œuvre des cages d'armatures que dans l'économie de matière. Pour des diamètres faibles les barres sont difficilement cintrables et ajustables. La mise en œuvre de deux nappes est très compliquée. Ceci peut conduire à de mauvais enrobages qui peuvent altérer les armatures et la résistance de l'ouvrage.

B.III.3. Conclusions pour les ouvrages de petits diamètres

Je propose de retenir comme ouvrages de petits diamètres types les puits dont les caractéristiques sont les suivantes :

$1.50 \text{ m} < \theta < 3.00 \text{ m}$ $0.80 \text{ m} < h_{\text{voile}} < 6.50 \text{ m}$
--

Il existe deux façons principales de réaliser ce type d'ouvrage. Les ouvrages peuvent être partiellement préfabriqués ou bien coulés en place.

Méthode de réalisation	Avantages	Inconvénients
Solution « préfabriquée »	Bon marché Rapidité d'exécution	Peu esthétique Utilisation de diamètres standards Etanchéité à rapporter
Solution « coulée en place »	Etanche par le béton seul Réalisation de tous diamètres Esthétique convenable	Onéreux en réalisation Nécessite du matériel spécifique

Figure N°35 : Synthèse des avantages et inconvénients de réalisation des petits ouvrages

B.IV. LES OUVRAGES DE GRANDS DIAMETRES

B.IV.1. Les ouvrages concernés

Les ouvrages de grands diamètres sont constitués par les bassins d'aération, les clarificateurs et les silos à boues. Ces derniers ne sont pas systématiquement présents dans la filière.

B.IV.1.1. Le bassin d'aération

Le bassin d'aération se situe en aval du prétraitement et en amont du clarificateur. Son rôle est la dépollution des eaux usées par l'action des bactéries. La concentration de celles-ci est maintenue grâce à la recirculation des boues.

Les eaux usées sont brassées mécaniquement afin de créer un mélange homogène. L'apport d'oxygène permet aux bactéries de dégrader la matière organique. L'eau est ensuite décantée dans le clarificateur. Il existe plusieurs solutions pour aérer les eaux usées. Ceci donne plusieurs types d'ouvrages : les bassins « fines bulles » et les bassins « à turbines ».

✓ Les bassins « fines bulles »

Pour ce type de bassin l'injection d'oxygène est faite par un système de rampes d'aération situées en fond d'ouvrage. L'oxygène délivré remonte à la surface sous forme de fines bulles. Pour un bon rendement, cette méthode nécessite des hauteurs d'ouvrages importantes. Les hauteurs de liquide avoisinent généralement les 6.00 mètres. De plus, les eaux usées circulent dans un chenal. Ceci implique la construction d'un voile circulaire concentrique au voile extérieur. Généralement, la zone de contact se trouve au centre.

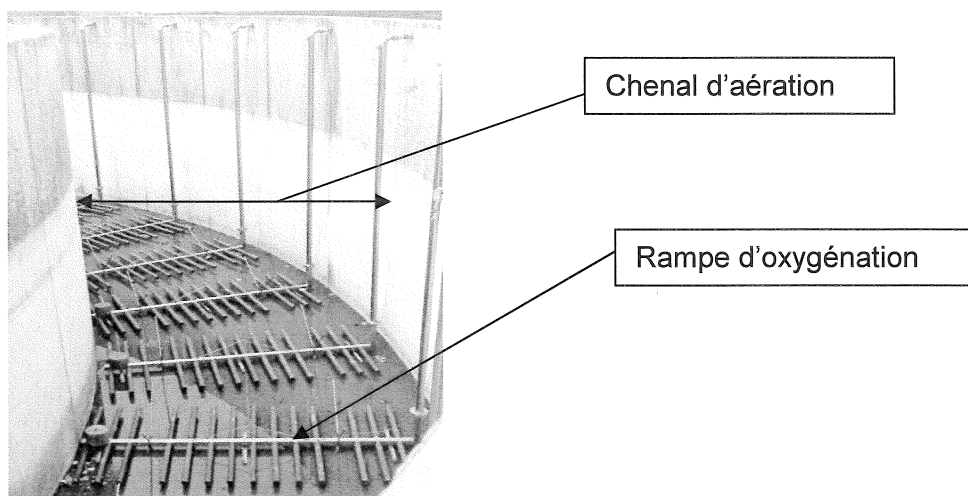


Figure N°36 : Bassin d'aération fines bulles

En fond d'ouvrage des turbines sont fixées sur le radier afin de faire circuler l'eau. Pour ce type d'ouvrage, les diamètres peuvent varier de 10 à 20 mètres.

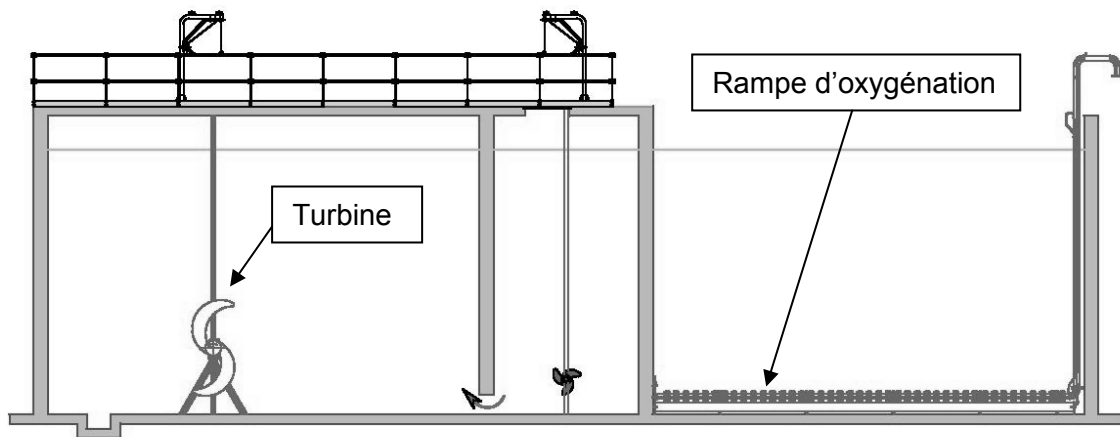


Figure N°37 : Coupe sur bassin d'aération « fines bulles »

✓ *Les bassins « à turbines »*

Pour ces ouvrages, l'addition d'oxygène aux eaux usées se fait par un brassage de surface. Cette méthode nécessite donc la construction d'une passerelle qui supporte les turbines.



Figure N°38 : Bassin aéré mécaniquement par des turbines de surfaces

Pour un bon rendement, il est préférable que la hauteur d'eau ne soit pas très importante. En général, elle est de 3.50m avec une hauteur de marnage de 1.00 à 1.50m.

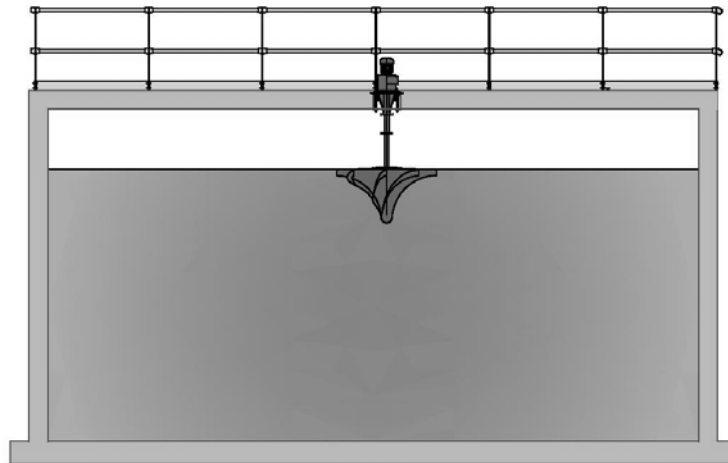


Figure N°39 : Coupe sur bassin d'aération aéré mécaniquement

B.IV.1.2. Le clarificateur

Le clarificateur se trouve en aval du bassin d'aération. Dans ce dernier, les bactéries ont consommé les pollutions. Le rôle du clarificateur est la séparation des boues en suspension et de l'eau traitée. La séparation se fait sous l'action de la pesanteur. Il existe deux principaux types de clarificateurs. La différence se situe dans le système de récupération des boues. Pour les ouvrages courants, le diamètre des radiers peut varier de 7.00 à 20.00m pour des hauteurs de voile variant de 3.00 à 4.00m.

✓ *Le clarificateur raclé*

Dans le cas d'un clarificateur raclé, les boues tombées en fond d'ouvrage sont poussées mécaniquement par des racles de fond rotatives qui concentrent les matières au centre de l'ouvrage.

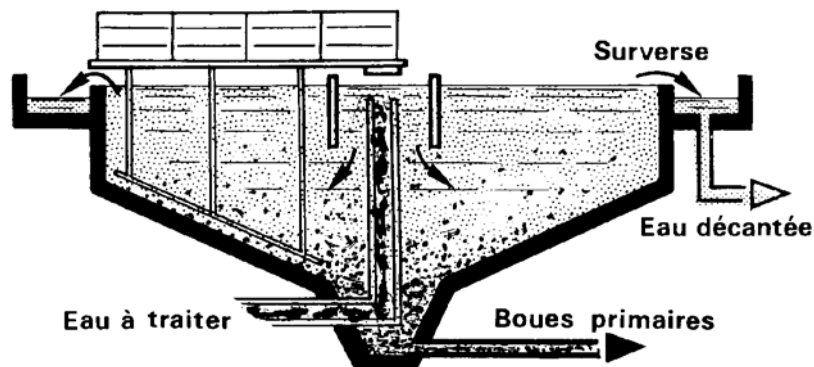


Figure N°40 : Principe de fonctionnement d'un clarificateur raclé

Les boues sont ensuite pompées vers le silo de stockage ou le centre de traitement. L'eau décantée passe par une surverse en tête de plan d'eau. Elle se dirige alors vers le canal de comptage. Ce type d'ouvrage demande la pose d'un pont racleur. Celui-ci présente un axe au centre de l'ouvrage. Les moteurs entraînant le pont se trouvent sur le voile.



Figure N°41 : Pont racleur

Ce système nécessite la construction d'ouvrage à fond conique de pente comprise entre 10% et 15%. Pour cela, il existe deux méthodes de réalisation. La première consiste à réaliser le radier à sa forme finale.

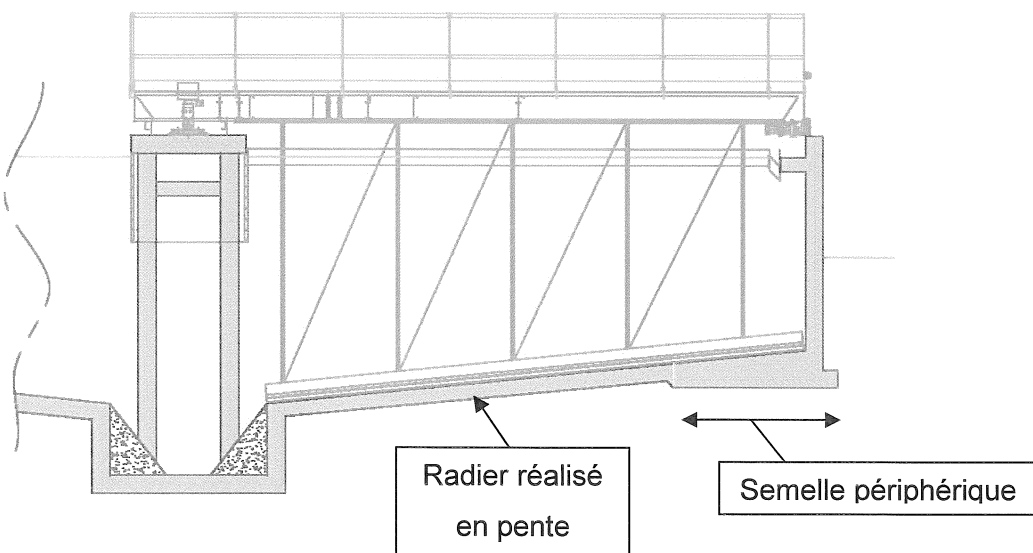


Figure N°42 : Réalisation du radier en pente (déconseillée)

Cette méthode nécessite de réaliser un terrassement en forme de cône renversé. Cela demande du matériel spécifique de type godets de pelles rotatifs. Par retour d'expérience, je déconseille l'utilisation de cette méthode. En effet, le terrassement est trop délicat à réaliser. Ceci peut conduire à des surconsommations de béton importantes. De plus, la plateforme de travail en pente est dangereuse pour les compagnons.

La deuxième méthode consiste à réaliser la forme de pente en recharge sur un radier à fond plat. Cette méthode est consommatrice de béton mais sa simplicité de réalisation compense très nettement le surcoût de matière.

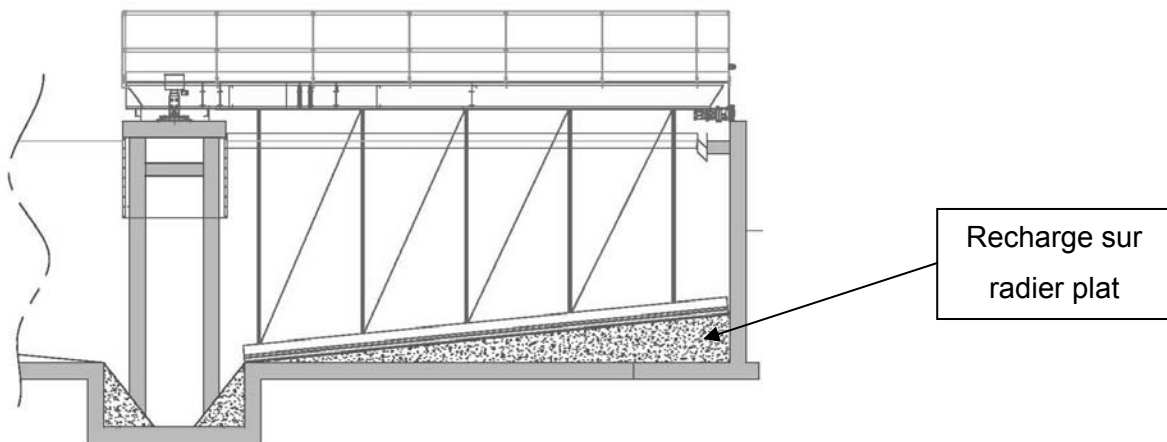


Figure N°43 : Réalisation de la forme de pente par recharge sur radier plat (conseillé)

La principale limite de cette méthode peut être la contrainte admissible du sol de fondation. Les ouvrages réalisés par cette méthode peuvent être particulièrement lourds. De plus, la forme de pente excentre les charges en périphérie de l'ouvrage au droit du voile, créant ainsi des pointes de contraintes au sol.

✓ *Le clarificateur sucé*

Dans ce cas, lorsque le diamètre de l'ouvrage est supérieur à 20.00m, il est préférable de réaliser un clarificateur sucé. Les boues sont aspirées au fond par siphonage.



Figure N°44 : Clarificateur à pont suceur

L'inconvénient de cette méthode est le coût plus élevé du pont par rapport à un pont racleur.

B.IV.1.3. Le silo à boue

Le silo à boue est un ouvrage de stockage. Il se présente sous la forme d'un réservoir couvert avec un fond conique pour permettre le pompage des boues. Comme pour le clarificateur, je préconise de réaliser un radier plat et d'exécuter les formes de pente en recharge sur celui-ci. Etant donné qu'il s'agit d'un ouvrage quelconque de stockage, ses dimensions peuvent être très variables. Par contre, il est généralement imposant. Pour les stations adaptées aux petites collectivités, les diamètres peuvent varier de 8.00 à 15.00m. Les hauteurs de stockage peuvent atteindre 8.00m.

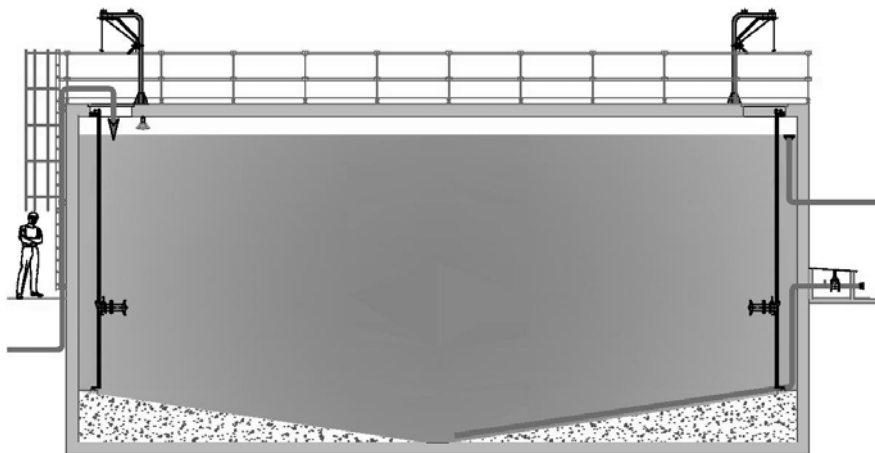


Figure N°45 : Coupe type sur silo à boues

B.IV.2. Méthode de réalisation des grands diamètres

Quelque soit le type de bassin, clarificateur, bassin d'aération ou silos à boues, les méthodes de réalisation sont identiques. En effet, les ouvrages présentent la même ossature constituée d'un radier et d'un voile circulaire.

B.IV.2.1. Réalisation du radier

La première étape est la réalisation du radier. Les armatures sont posées sur un béton de propreté. Elles sont généralement pré-assemblées en usine pour une partie d'entre-elles appelées « semelle périphérique ». Cette cage est constituée des attentes pour les voiles montées sur des armatures de type semelle filante rayonnante. La partie centrale, intérieure à la semelle périphérique, est constituée d'un maillage de barres orthogonales en recouvrement sur la semelle.

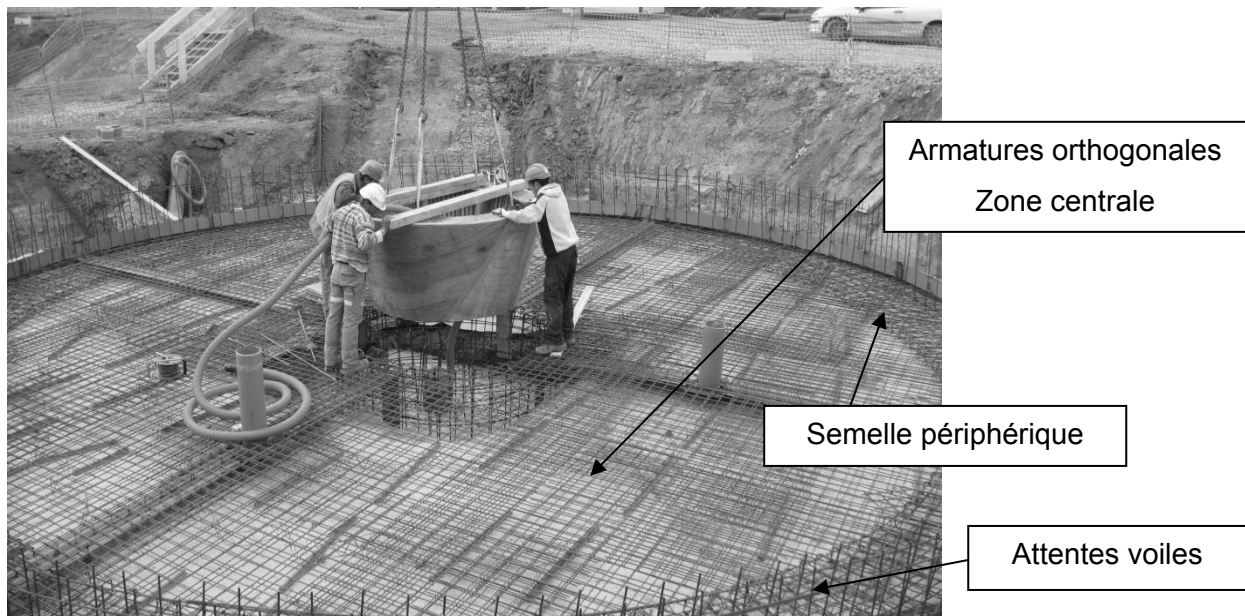


Figure N°46 : Préparation au coulage d'un radier

La réalisation des radiers des clarificateurs et plus particulièrement la partie des regards centraux nécessite l'utilisation de coffrages spécifiques réalisés sur mesure. Ce type de coffrage étant très onéreux, il est judicieux lors de la conception des ouvrages de prévoir ce regard avec une cote standard. Ceci permet d'acheter un coffrage réutilisable d'un chantier à l'autre.

Afin de limiter au maximum les fissures de retrait, je conseille de réaliser le radier en plusieurs phases de bétonnage. Par retour d'expérience, je préconise de couler des surfaces inférieures à 100m² et d'alterner le coulage des blocs. Ceci permet aux premières zones de faire une partie de leur retrait avant que les autres viennent les clavier.

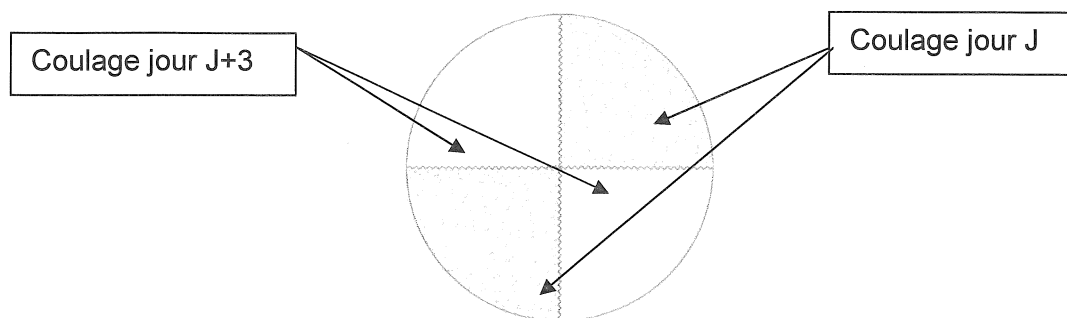


Figure N°47 : Principe de coulage d'un radier en plusieurs phases

B.IV.2.2. Réalisation des voiles

Les voiles sont coulés à l'aide de banches cintrables. Dans le but d'avoir une bonne rotation de banches, les armatures peuvent être posées à l'avancement. Elles sont maintenues en place par des systèmes d'étaieiment lestés au sol par des massifs en béton amovibles. Le système d'étaieiment permet le réglage de la verticalité des cages et le positionnement au sol. Au fur et à mesure que les banches avancent, les étaieiments sont déplacés pour permettre la mise en place du coffrage autour de la cage.

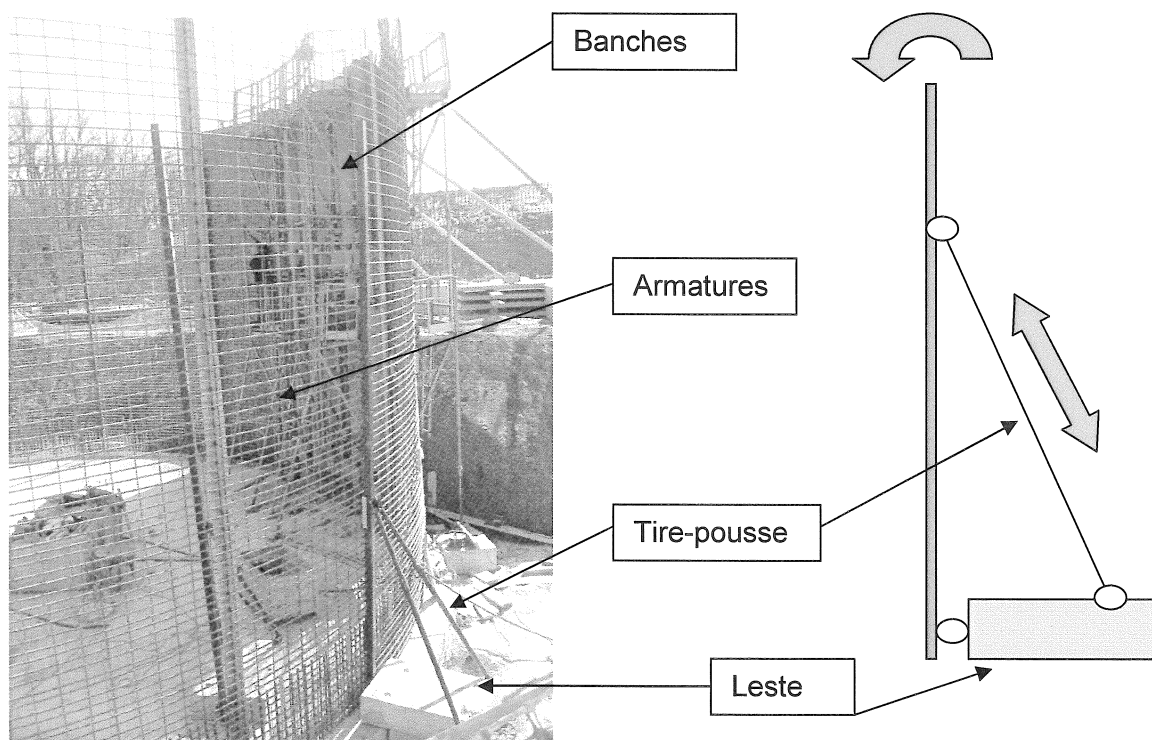


Figure N°48 : Armatures de voile posées à l'avancement maintenues par système réglable

Les arrêts de bétonnage sont positionnés à l'avance dans les armatures en fonction de la longueur du train de banche. Pour assurer la continuité des armatures, ils doivent permettre le passage des barres. De plus, ils doivent avoir un aspect rugueux assurant la bonne accroche de la reprise. Enfin, le plus important, ils doivent assurer une étanchéité parfaite afin que le bassin assure son rôle de contenant.

Il existe plusieurs systèmes dont le plus connu est le joint « waterstop ». Il se présente sous la forme d'une bande de caoutchouc munie de deux bourrelets à ses extrémités. Je déconseille l'utilisation de ce système car il est difficile à mettre en œuvre. En effet, le joint étant souple, il faut prévoir un système de maintien. Les liaisons entre joints demandent des recouvrements et ils sont souvent la cause de problème d'étanchéité.

Je préconise l'utilisation d'un joint type « STERMAFORM » de PLAKABETON. En effet, ce système allie à la fois le joint d'étanchéité sous forme d'une tôle rigide et un métal déployé permettant de réaliser une bonne reprise avec passage des armatures au travers. Ce système est simple à mettre en place. De plus, il est rigide. Il ne se déforme pas au coulage. Enfin, la tôle d'étanchéité est soudable. Ceci permet un raccordement parfait entre les différentes reprises, et plus particulièrement au nœud voile radier.

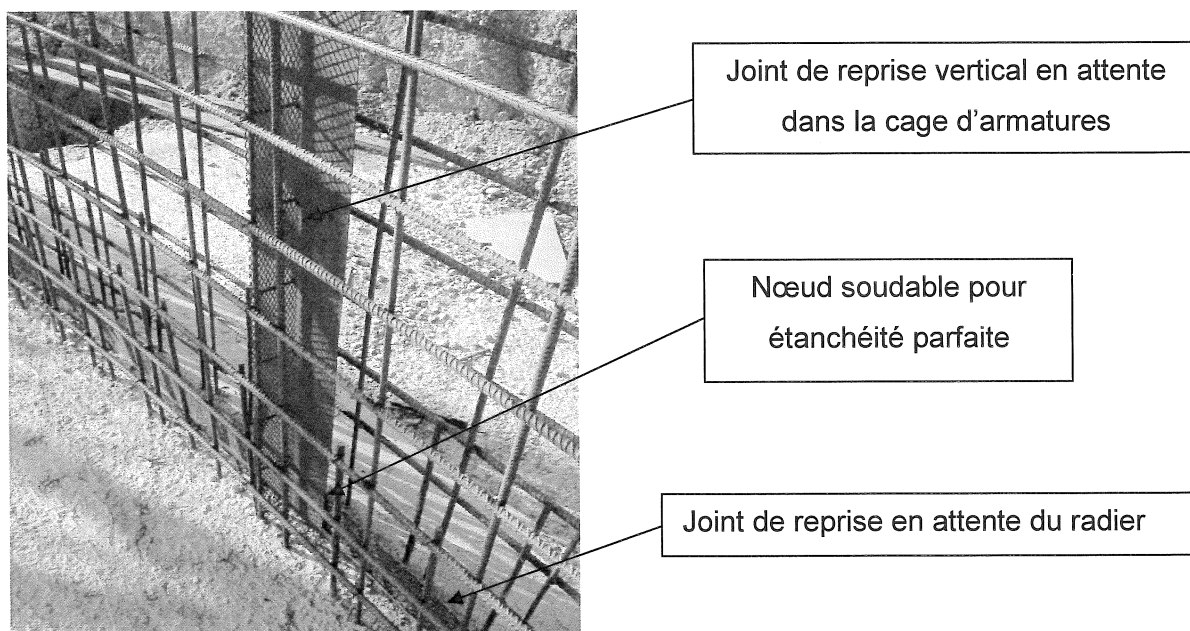


Figure N°49 : Joint de reprise en attente dans les cages d'armatures

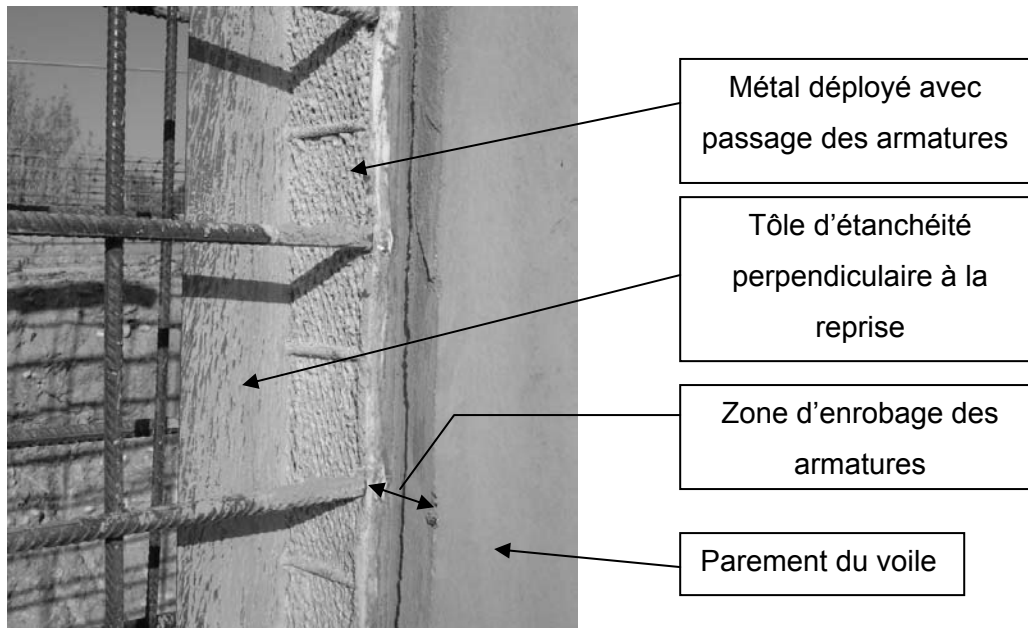


Figure N°50 : Joint de reprise après coulage d'une longueur

Selon la quantité des armatures à mettre en œuvre dans les voiles, il peut être difficile de bien vibrer le béton en fond de banche. Par conséquent, il peut y avoir de la ségrégation du béton en pieds des voiles. Cela peut remettre en cause l'étanchéité et l'intégrité mécanique du voile. Pour limiter ce phénomène, je conseille de disposer les cerces horizontales du côté parement. Ceci permet un meilleur passage de l'aiguille vibrante.

B.IV.3. Conclusions pour les ouvrages de grands diamètres

Je propose de retenir comme ouvrages de grands diamètres types les ouvrages dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$3.00 \text{ m} < \theta < 22.00 \text{ m}$$

$$3.00 \text{ m} < h_{\text{voile}} < 8.00 \text{ m}$$

Les ouvrages de grands diamètres sont construits à partir d'une même base de type radiers et voiles circulaires. Les silos à boues peuvent être couverts.

Dans la suite du mémoire, nous fournirons donc les ratios d'armatures pour des ouvrages de diamètres variant de 3.00 à 22.00m. Nous retiendrons les diamètres suivant : 3.00m, 6.00m, 9.00m, 11.00m, 13.00m, 15.00m, 18.00m et 22.00m. Le choix du pas des diamètres est calé sur l'histogramme de la figure N°18. Le pas est resserré pour les ouvrages les plus courants.

Les hauteurs observées varient de 3.00 à 8.00m. Nous prendrons les hauteurs de voile égales à la hauteur d'eau qu'ils contiennent. Ces dernières sont conditionnées par les ouvrages et les équipements. Nous retiendrons l'étude des hauteurs 4.00m, 6.00m et 8.00m. Le choix des hauteurs est calé sur les résultats du tracé de l'histogramme de la figure N°19.

B.V. LES PATHOLOGIES RENCONTREES DANS LES STEP

B.V.1.1. La fissuration du béton

La principale pathologie des bassins est la fissuration de la structure. Elle peut avoir de nombreuses origines. La première concerne le retrait du béton. Malgré les précautions prises lors du coulage et la prise en compte du phénomène dans les calculs, il peut y avoir création de microfissures. Ce phénomène concerne principalement les radiers.

Des fissures peuvent aussi apparaître à la suite d'un choc thermique lors d'un remplissage trop rapide d'un ouvrage. Bien que le gradient thermique soit pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages, un remplissage brutal peut créer un gradient thermique non linéaire au travers de la paroi. Or le calcul prend en compte un gradient linéaire. Cette différence peut engendrer des contraintes supérieures à celles prises en compte.

La conséquence principale de la fissuration est la perte d'étanchéité de l'ouvrage et la mise en péril de la structure par la corrosion des armatures. Les méthodes de réparations sont coûteuses. Elles consistent à recréer une étanchéité par un système rapporté type cuvelage.

B.V.1.2. Les attaques du béton

Les attaques du béton sont nombreuses pour les ouvrages d'assainissement. Les dégradations liées aux matériaux représentent un quart des défauts recensés par une enquête menée par le CSTB et l'AGHTM en France en 1989. La durabilité des bétons en STEP est donc un facteur très important lors de la conception.

✓ Le mécanisme de dégradation du béton

Les réseaux d'assainissement et les STEP sont des milieux riches en hydrogène sulfuré. Ce dégagement de gaz a pour origine la décomposition en milieu anaérobie des composés du soufre contenus dans les effluents. La réduction de ces composés est due à l'action des bactéries sulfato-réductrices. Par consommation de l'hydrogène elles rejettent de l'acide sulfurique H_2SO_4 .

Tous les matériaux à base de liants hydrauliques calcitiques sont sensibles au contact des acides. D'une part, l'attaque se traduit par la dégradation du béton suite à la dissolution des composés calciques de la pâte ciment. Le béton perd sa cohésion. D'autre part, la réaction sulfatique produit des minéraux à caractère expansif tel que le gypse ou l'ettringite. L'expansion de ces minéraux accentue la désagrégation du béton.



Figure N°51 : Dégradation du béton d'un voile de bassin d'aération

Notons toutefois que le phénomène se produit dans les parties émergées des ouvrages. Le phénomène est d'autant plus fort que la température est élevée et que le milieu est humide et peu ventilé. L'ensemble des ouvrages ne sera pas soumis à ce risque de la même façon.

✓ *Choix des bétons*

Pour remédier à ces phénomènes, il est conseillé de s'orienter vers des bétons à base de ciments avec ajouts de cendres volantes ou de laitier dont la teneur en composé calcitique est réduite. Concernant la formulation, la teneur en ciment doit être augmentée et le rapport E/C (Eau / Ciment) doit être réduit au maximum.

D'un point de vue de la norme EN206-1, il faudra s'orienter vers des bétons de classe d'environnement XA2 ou XA3 classe d'agressivité chimique modérée ou forte. Le tableau suivant donne une synthèse des éléments de choix pour une formulation compatible.

Classe d'environnement	XA2	XA3
Rapport Eau / Ciment	0.5	0.45
Classe de résistance minimale	C35/45	C40/50
Teneur minimale en liant (kg m ³)	350	385
Additions maxi	0.15	0.00
Diamètre maxi des granulats	Dmax=20mm	
Classes de chlorures	Cl 0.40	
Teneur maximale en ions chlorure (Cl ⁻) rapportée du béton chlorures à la masse de ciment	0.40%	

Figure N°52 : Eléments de formulation pour bétons de STEP

B.V.1.3. La corrosion des métaux par effets de piles

Cet effet de pile est lié à la salinité de l'eau et à la présence de différents métaux dans les bassins. Les métaux se situent dans les équipements électromécaniques. Le risque est la destruction des équipements mais aussi l'attaque des armatures des structures en cas de fissures ou mauvais enrobage de celles-ci.

B.VI. SYNTHÈSE DE LA TYPOLOGIE DES OUVRAGES

B.VI.1. Ouvrages non circulaires

Les ouvrages non circulaires sont toujours très semblables en géométrie.

Ouvrage	Dimensions enveloppes maximales valables
Dégrilleur	2.00m x 2.00m x 1.50m ht
Canal de comptage	<u>Regard d'about</u> : 1.50mx1.50mx2.00mht <u>Canal</u> : 50cm ² de section intérieur Longueur canal : peu importe

Figure N°53 : Synthèse de la géométrie des ouvrages non circulaires

B.VI.2. Ouvrages de petits diamètres

Je propose de retenir comme ouvrages de petits diamètres types les puits dont les caractéristiques sont les suivantes :

$1.50 \text{ m} < \theta < 3.00 \text{ m}$ $0.80 \text{ m} < h_{\text{voile}} < 6.50 \text{ m}$
--

Il existe deux façons principales de réaliser ce type d'ouvrage. Les ouvrages peuvent être partiellement préfabriqués ou bien coulés en place.

Méthode de réalisation	Avantages	Inconvénients
Solution « préfabriquée »	Bon marché Rapidité d'exécution	Peu esthétique Utilisation de diamètres standards Étanchéité à rapporter
Solution « coulée en place »	Étanche par le béton seul Réalisation de tous diamètres Esthétique convenable	Onéreux en réalisation Nécessite du matériel spécifique

Figure N°54 : Synthèse des avantages et inconvénients de réalisation des petits ouvrages

B.VI.3. Ouvrages de grands diamètres

Je propose de retenir comme ouvrages de grands diamètres types les ouvrages dont les caractéristiques sont les suivantes :

$3.00 \text{ m} < \theta_{\text{int}} < 22.00 \text{ m}$
$3.00 \text{ m} < h_{\text{voile}} < 8.00 \text{ m}$

Les ouvrages de grands diamètres sont construits à partir d'une même base de type radiers et voiles circulaires. Dans la suite du mémoire, nous fournirons donc les ratios d'armatures et les épaisseurs à retenir pour des diamètres de : 5.00m, 8.00m, 10.00m, 12.00m, 14.00m, 18.00m et 22.00m. D'autre part, nous retiendrons l'étude des hauteurs 4.00m, 6.00m et 8.00m.

C. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT ET METHODE RAPIDE

De nombreux ouvrages traitent du dimensionnement des réservoirs circulaires posés au sol [2], [3]. Ils exposent plusieurs méthodes de calculs plus ou moins précises ou empiriques. En outre, il existe des logiciels permettant le calcul des réservoirs. Ces logiciels peuvent être dédiés au dimensionnement de ce type d'ouvrage ou bien il peut s'agir de logiciels de modélisation générale de structures de type éléments finis.

Toutefois, aucune méthode et aucun logiciel ne permet d'intégrer l'ensemble des paramètres liés aux calculs des ouvrages de STEP et d'en tirer les résultats nécessaires aux justifications réglementaires. Le but de ce chapitre, sera l'analyse et la comparaison des différentes méthodes, des différents logiciels dans le but d'aboutir à une méthode complète. Pour cela, il est nécessaire d'appréhender les paramètres dimensionnants et de connaître leurs influences respectives sur la structure.

La finalité sera l'élaboration d'un outil de lecture simple des épaisseurs des parois et des quantités d'armatures dans les éléments de structure des réservoirs des STEP de petites collectivités.

C.I. METHODE DE CALCULS

A moins d'utiliser une méthode simple, le calcul manuel d'un réservoir est long et fastidieux. C'est pourquoi, il est généralement fait recours à l'utilisation de l'informatique. Les logiciels dédiés tel que le logiciel « Réservoirs » de SOCOTEC fonctionnent sur la méthode des éléments finis en plan. Nous comparerons les méthodes de calculs et nous vérifierons le logiciel.

C.I.1. Méthode simplifiée

La méthode simplifiée est tirée d'un traité de Pierre Charon [2]. Cette méthode est ancienne et elle correspond à une époque où l'informatique n'était pas utilisée. C'est une simplification de la méthode de « Hagan-Soan » [3], elle-même tirée de la méthode « Lebelle » [3]. Toutes ces méthodes découlent de la résolution analytique du problème RDM. La méthode simplifiée prend de nombreuses hypothèses fortes.

C.I.1.1. Hypothèses

L'ouvrage est considéré posé sur le sol. Le radier est considéré à fond plat. Dans ces conditions, il ne supporte aucun effort. Le seul chargement pris en compte sera la poussée du liquide sur le voile.

La méthode considère le voile comme un empilement d'anneaux de hauteur unitaire. Chacun des anneaux est soumis à une charge radiale orientée vers l'extérieur.

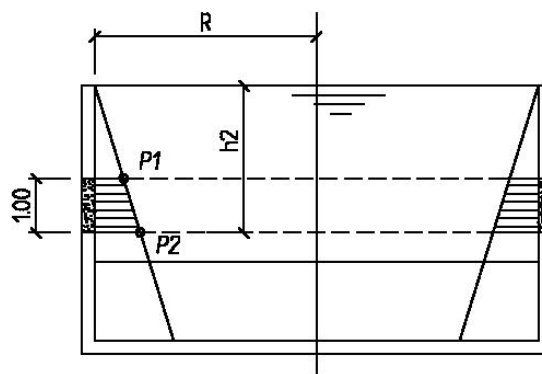


Figure N°55 : Hypothèses de calculs pour la méthode simplifiée.

C.I.1.2. Détermination des sollicitations

Selon la RDM, l'anneau n'est soumis qu'à de la traction et dans le cas le plus pénalisant :

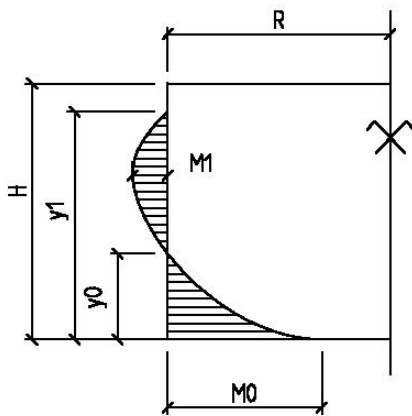
$$N = p2 * R$$

Il s'en suit la section d'armatures des cerces pour l'anneau considéré :

$$A = \frac{P2 * R}{\sigma s}$$

L'hypothèse considérant le voile comme un empilement d'anneau est forte. En effet, cela revient à dire qu'il n'existe pas de continuité mécanique entre chacun des anneaux. En outre, le radier étant mécaniquement lié au pied de voile, il empêche la déformation de l'anneau et reprend une partie de la traction.

Ceci est favorable pour le dimensionnement des cerces mais cette gêne engendre un moment de flexion parasite vertical dans le voile. La méthode propose une formule empirique d'estimation de ce moment.



$$M0 = 3 * R * H * e$$

$$M1 = M0 / 5$$

$$y0 = 0.06 * \sqrt{R * e}$$

$$y1 = 5 * y0$$

avec R, H, y0 et y1 en mètres

e : épaisseur de la paroi en centimètre

M0 et M1 en kilogramme.mètres

Figure N°56 : Moment dans le voile par la méthode simplifiée

Le moment en pied de voile doit être retourné dans le radier. Le radier est supposé n'équilibrer aucun effort.

C.I.1.3. Conclusion

Cette méthode très simple n'est applicable qu'à des réservoirs hors sol dont le seul chargement est la poussée du liquide qu'il contient. Les hypothèses sur le calcul des sollicitations sont fortes. Les résultats sont donc déconnectés du fonctionnement réel. Cette méthode pourra être utilisée en toute première approche pour vérifier une épaisseur de voile par exemple. En revanche, elle est trop approximative pour un prédimensionnement dans les règles de l'art. Elle néglige les contraintes liées au sol de fondation et les chargements tels que les effets de la température ou du retrait.

C.I.2. Méthode analytique

Contrairement à la méthode précédente, cette approche intègre l'interaction entre le radier et le voile. De plus, elle tient compte de la raideur du sol de fondation sur lequel est posé le radier. Enfin pour le calcul du voile, elle tient compte de la reprise simultanée des efforts par l'anneau et la « poutre » verticale encastrée dans le radier.

C.I.2.1. Principe de la méthode

La méthode consiste à écrire l'expression des sollicitations dans la structure et plus particulièrement la rotation à l'interface du voile et du radier. Le système étant hyperstatique, il est scindé en deux sous systèmes constitués du voile et du radier. L'interaction des systèmes est représentée par le couple inconnu M_0 à l'encastrement. Les sollicitations seront donc écrites en fonction de M_0 . En écrivant la continuité de la structure à l'encastrement, c'est-à-dire l'égalité des rotations, nous pourrions déterminer l'inconnue hyperstatique M_0 et par la suite déterminer l'ensemble des sollicitations.

C.I.2.2. Equations fondamentales

Pour simplifier, la paroi est considérée d'épaisseur constante.

» Cas du voile

A une profondeur x donnée comptée à partir du haut du voile, s'exerce une pression notée p . Cette pression est équilibrée par le fonctionnement simultané des deux éléments suivant :

- ✓ un anneau d'épaisseur e et de hauteur unité
- ✓ une poutre verticale d'épaisseur e et de largeur unité

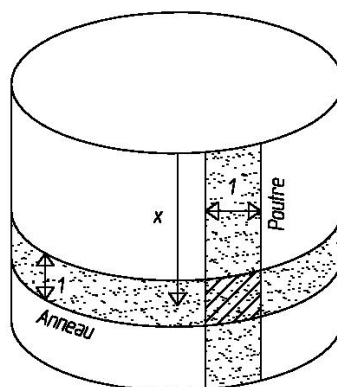


Figure N°57 : Principe de fonctionnement simultané de l'anneau et de la poutre verticale.

Considérons d'abord l'anneau et désignons par p_1 la portion de pression qu'il équilibre. Nous pouvons écrire :

- ✓ *Effort normal dans la paroi* : $N = -p_1 * R$
- ✓ *Déplacement de la paroi* : $y = NR/SE = -p_1 R^2/eE$
- ✓ *Donc*:

$$p_1 = -\frac{Eey}{R^2}$$

Considérons maintenant la poutre verticale et désignons par p_2 la portion de pression qu'elle équilibre. Les relations fondamentales de la Théorie des Poutres permettent d'écrire :

- ✓ $d^2M/dx^2 = dV/dx = -p_2$: *M et V étant pris à l'abscisse x*
- ✓ $(d^2 y)/(dx^2) = M/EI$: *Expression générale de la déformée y(x)*
- ✓ $I = (1 \times e^3)/12$: *Expression de l'inertie*

En dérivant l'expression de la déformée nous obtenons :

$$\frac{dy^4}{dx^4} = \frac{1}{EI} \frac{d^2M}{dx^2} = -\frac{p_2}{EI}$$

$$p_2 = -EI \frac{dy^4}{dx^4} = -\frac{Ee^3}{12} \frac{dy^4}{dx^4}$$

L'effort étant repris simultanément par la poutre et l'anneau, nous avons : $p = p_1 + p_2$.

Cette égalité conduit à l'équation différentielle suivante :

$$\frac{dy^4}{dx^4} + 4\beta^4 y + \frac{12p}{Ee^3} = 0$$

$$\text{avec } \beta^4 = \frac{3}{R^2 e^2}$$

La solution générale de cette équation donne accès aux équations des sollicitations dans le voile. La solution générale est de la forme suivante :

$$y = y_0 \pm AW + BX + CY + DZ$$

$$W = Ch\beta x \cos \beta x$$

$$X = Ch\beta x \sin \beta x$$

$$Y = Sh\beta x \cos \beta x$$

$$Z = Sh\beta x \sin \beta x$$

En remplaçant dans les expressions générales de la RDM, nous pouvons écrire les équations des sollicitations.

✓ Expression de l'effort normal N dans l'anneau

$$N = -p1R = \frac{Eey}{R}$$

$$N = (y_0 + AW + BX + CY + DZ) \frac{Ee}{R}$$

✓ Expression du moment fléchissant M dans la poutre verticale

$$M = Ey'' = \frac{Ee^3}{12} y''$$

$$M = (y_0 + AW'' + BX'' + CY'' + DZ'') \frac{Ee^3}{12}$$

$$\begin{cases} W'' = -2\beta^2 Z \\ X'' = 2\beta^2 Y \\ Y'' = -2\beta^2 X \\ Z'' = 2\beta^2 W \end{cases}$$

✓ Expression de l'effort tranchant V dans la poutre verticale

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{Ee^3}{12} y'''$$

$$V = (y_0''' + AW''' + BX''' + CY''' + DZ''') \frac{Ee^3}{12}$$

$$\begin{cases} W''' = -2\beta^3(Y + X) \\ X''' = 2\beta^3(W + Z) \\ Y''' = -2\beta^3(W + Z) \\ Z''' = 2\beta^3(Y - X) \end{cases}$$

» Cas du radier

Nous considérons une bande découpée selon le diamètre et de largeur unité. Cette bande est appuyée élastiquement sur le sol. Le diamètre est suffisamment grand pour que les interférences entre les deux extrémités soient négligeables.

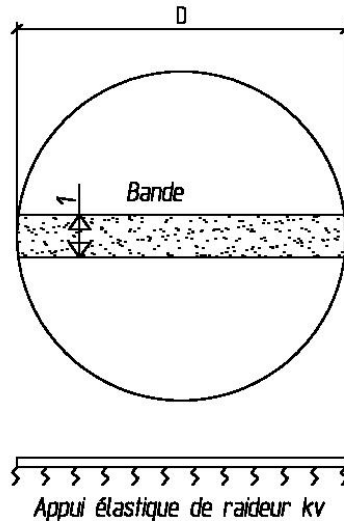


Figure N°58 : Hypothèses pour le calcul des sollicitations du radier

Dans ces conditions, cela revient à étudier une poutre semi-infinie sur appuis continus élastiques. Nous posons :

$$\beta^{4'} = \frac{k_s}{4EI} = \frac{k_s}{4E} \frac{12}{e'^4} = \frac{3k_s}{Ee'^3}$$

D'après la RDM [5], dans une section d'abscisse x , nous avons les équations suivantes :

$$M(x) = m(x) - M(0) \varphi(x) - \frac{V(0)}{\beta} \xi(x)$$

$$V(x) = v(x) + 2\beta M(0) \xi(x) - V(0) \psi(x)$$

$$\theta(x) = e^{-\beta x} \text{Cos} \beta' x$$

$$\xi(x) = e^{-\beta' x} \text{Sin} \beta' x$$

$$\varphi(x) = e^{-\beta' x} (\text{Cos} \beta' x + \text{Sin} \beta' x)$$

$$\psi(x) = e^{-\beta' x} (\text{Cos} \beta' x - \text{Sin} \beta' x)$$

$m(x)$ et $v(x)$ sont le moment fléchissant et l'effort tranchant dans la section d'abscisse x . $M(0)$ et $V(0)$ sont les valeurs de m et v pour $x = 0$.

C.I.2.3. Sollicitations de l'ouvrage

A l'encastrement de la paroi sur le radier, se développe un moment fléchissant M_0 qui est posé comme inconnue. Nous étudions, d'une part la paroi articulée à sa base soumise au chargement de la poussée du liquide puis au couple M_0 . Nous déterminons, en particulier, la rotation en pied de la paroi. Nous étudions, d'autre part, le radier soumis aux chargements du poids du liquide, poids de la paroi et au couple M_0 .

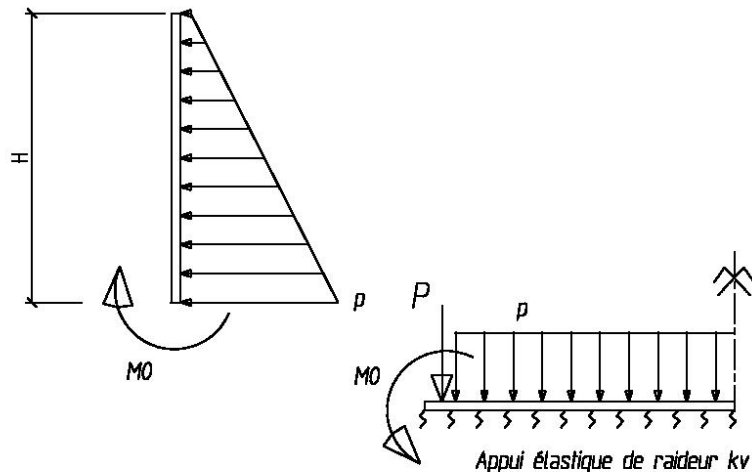


Figure N°59 : Principe de décomposition de la structure en vue de son calcul

En écrivant la continuité de la structure, c'est-à-dire que la rotation est la même au point de jonction paroi-radier, nous pouvons déterminer l'inconnue M_0 et ainsi accéder aux sollicitations.

» Etude de la paroi

✓ Effet de la pression du liquide

La première étape consiste à déterminer la rotation à l'interface voile radier induit par la pression du liquide. Les résultats seront indicés 1. Pour cela, nous écrivons la dérivée de l'expression générale de la déformée dans le voile.

$$\theta_1 = y'_1 = y'_{01} + A1W' + B1X' + C1Y' + D1Z'$$

$$W' = \beta(Y - X)$$

$$X' = \beta(W + Z)$$

$$Y' = \beta(W - Z)$$

$$Z' = \beta(Y + X)$$

Une solution particulière est :

$$y_{01} = -\left(\frac{p_0 R^2}{E h e}\right)x$$

$$y'_{01} = -\left(\frac{p_0 R^2}{E h e}\right)$$

Il reste à déterminer les coefficients A, B, C et D. Pour cela, il faut écrire les conditions aux limites :

- $y = 0$ en pied,
- $M =$ couple appliqué en pied,
- $V = 0$ en tête,
- $M = 0$ en tête.

Nous trouvons , en posant

$$u = \beta H$$

$$A1 = \frac{2p_0 R^2}{E e} \frac{Shu \cos u - Chu \sin u}{Sh2u - Sin2u}$$

$$B1 = C1 = \frac{2p_0 R^2}{E e} \frac{Shu \sin u}{Sh2u - Sin2u}$$

$$D1 = 0$$

Dans ces conditions, les expressions de la rotation, de l'effort normal, du moment fléchissant et de l'effort tranchant induite par la poussée du liquide sont les suivantes :

$$y1' = y'_{01} + \beta[A1(Y - X) + 2B1W]$$

$$N1 = [y_{01} + A1W + B1(X + Y)] \frac{E e}{R}$$

$$M1 = \beta^2[-A1Z + B1(Y - X)] \frac{E e^3}{6}$$

$$V1 = \beta^3[A1(Y + X) + 2B1Z] \frac{E e^3}{6}$$

Avec :

$$W = Ch\beta x \cos \beta x$$

$$X = Ch\beta x \sin \beta x$$

$$Y = Sh\beta x \cos \beta x$$

$$Z = Sh\beta x \sin \beta x$$

$$\beta^4 = \frac{3}{R^2 e^2}$$

✓ *Effet du couple M_0*

Nous appliquons la même méthode. Les résultats seront indicés 2. Dans ce cas une solution particulière est :

$$y_{02} = 0$$

$$\text{D'où : } y''_2 = y'''_2 = y''''_2 = 0$$

La détermination des coefficients donne avec $u = \beta H$:

$$A2 = \frac{4\beta^2 M_0 R^2}{Ee} \frac{Shu \cos u + Chu \sin u}{Sh2u - \sin 2u}$$

$$B2 = C2 = -\frac{4\beta^2 M_0 R^2}{Ee} \frac{Chu \cos u}{Sh2u - \sin 2u}$$

$$D2 = 0$$

Dans ces conditions, les expressions de la rotation, de l'effort normal, du moment fléchissant et de l'effort tranchant induite par le couple en pied sont les suivantes :

$$y2' = \beta[A2(Y - X) + 2B2W]$$

$$N2 = [A2W + B2(X + Y)] \frac{Ee}{R}$$

$$M2 = \beta^2[-A2Z + B2(Y - X)] \frac{Ee^3}{6}$$

$$V2 = -\beta^3[A2(Y + X) + 2B2Z] \frac{Ee^3}{6}$$

Avec :

$$W = Ch\beta x \cos \beta x$$

$$X = Ch\beta x \sin \beta x$$

$$Y = Sh\beta x \cos \beta x$$

$$Z = Sh\beta x \sin \beta x$$

$$\beta^4 = \frac{3}{R^2 e^2}$$

✓ *Effet total dans le voile*

Au final, nous pouvons écrire les sollicitations totales dans le voile et la rotation totale en pied de celui-ci.

$$y_v' = y1' + y2'$$

$$N_v = N1 + N2$$

$$M_v = M1 + M2$$

$$V_v = V1 + V2$$

» Etude du radier

✓ Effet de la charge P

Cette charge représente le poids du voile ou d'une éventuelle charge verticale en tête de celui-ci. Les résultats seront indicés 3.

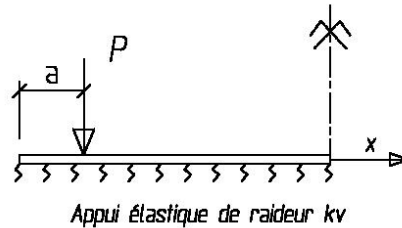


Figure N°60 : Effet de la charge P sur le radier

L'application des formules données par la RDM conduit aux résultats suivants pour \$x=a\$:

$y'3 = \frac{\xi(2a) + 2\theta(a) \psi(a) * P\beta'^2}{k_S}$ $M3 = \frac{P}{4\beta'} [\psi(a-x) - \psi(a)\varphi(x) - 2\theta(a)\xi(x)] \text{ pour } x < a$ $M3 = \frac{P}{4\beta'} [\psi(x-a) - \psi(a)\varphi(x) - 2\theta(a)\xi(x)] \text{ pour } x > a$ $V3 = \frac{P}{2} [\theta(a-x) + \psi(a)\xi(x) - \theta(a)\psi(x)] \text{ pour } x < a$ $V3 = \frac{P}{2} [-\theta(x-a) + \psi(a)\xi(x) - \theta(a)\psi(x)] \text{ pour } x > a$	$\theta(x) = e^{-\beta x} \text{Cos}\beta'x$ $\xi(x) = e^{-\beta'x} \text{Sin}\beta'x$ $\varphi(x) = e^{-\beta'x} (\text{Cos}\beta'x + \text{Sin}\beta'x)$ $\psi(x) = e^{-\beta'x} (\text{Cos}\beta'x - \text{Sin}\beta'x)$ $\beta'^4 = \frac{3k_S}{Ee'^3}$
---	--

✓ Effet du couple M0

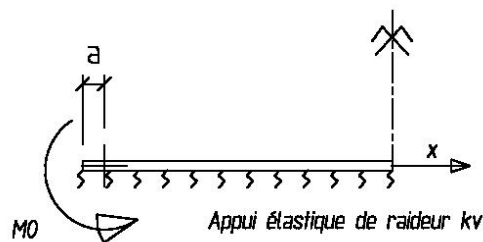


Figure N°61 : Effet du couple M0 sur le radier

Pour $x=a$ l'application des formules données par la RDM conduit aux résultats indicés 4 suivants :

$y'4 = [1 - \psi(2a) + 4\theta^2(a)] \frac{\beta'^3 M_0}{k_S}$ $M4 = -\frac{M_0}{2} [-\theta(a-x) + \theta(a)\varphi(x) + \varphi(a)\xi(x)] \text{ si } x < a$ $M4 = -\frac{M_0}{2} [\theta(x-a) + \theta(a)\varphi(x) + \varphi(a)\xi(x)] \text{ si } x > a$ $V4 = -\frac{M_0\beta'}{2} [\varphi(a-x) + 2\theta(a)\xi(x) - \varphi(a)\psi(x)] \text{ si } x < a$ $V4 = -\frac{M_0\beta'}{2} [\varphi(x-a) + 2\theta(a)\xi(x) - \varphi(a)\psi(x)] \text{ si } x > a$	$\theta(x) = e^{-\beta x} \text{Cos}\beta'x$ $\xi(x) = e^{-\beta'x} \text{Sin}\beta'x$ $\varphi(x) = e^{-\beta'x} (\text{Cos}\beta'x + \text{Sin}\beta'x)$ $\psi(x) = e^{-\beta'x} (\text{Cos}\beta'x - \text{Sin}\beta'x)$ $\beta^{4'} = \frac{3k_S}{Ee'^3}$
---	---

✓ Effet de la pression du liquide

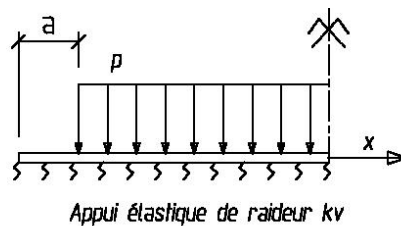


Figure N°62 : Effet de la pression du liquide sur le radier

Pour $x=a$ l'application des formules données par la RDM conduit aux résultats indicés 5 suivants :

$y'5 = -\frac{p\beta'}{k_S} [0.5 + \xi^2(a) - \frac{\psi^2(a)}{2}]$ $M5 = -\frac{p}{4\beta'^2} [\xi(a-x) - \xi(a)\varphi(x) + \psi(a)\xi(x)] \text{ si } x < a$ $M5 = -\frac{p}{4\beta'^2} [\xi(x-a) + \xi(a)\varphi(x) - \psi(a)\xi(x)] \text{ si } x > a$ $V5 = \frac{p}{2\beta'} [\psi(a-x) - \xi(a)\xi(x) - \psi(a)\psi(x)] \text{ si } x < a$ $V5 = \frac{p}{2\beta'} [\psi(x-a) - \xi(a)\xi(x) - \psi(a)\psi(x)] \text{ si } x > a$	$\theta(x) = e^{-\beta x} \text{Cos}\beta'x$ $\xi(x) = e^{-\beta'x} \text{Sin}\beta'x$ $\varphi(x) = e^{-\beta'x} (\text{Cos}\beta'x + \text{Sin}\beta'x)$ $\psi(x) = e^{-\beta'x} (\text{Cos}\beta'x - \text{Sin}\beta'x)$ $\beta^{4'} = \frac{3k_S}{Ee'^3}$
---	---

✓ *Effet total dans le radier*

Au final, nous pouvons écrire les sollicitations totales dans le radier et la rotation à l'interface avec le voile.

$$y_r' = y_3' + y_4' + y_5'$$

$$N_r = V_v \text{ pour } x=H$$

$$M_r = M_3 + M_4 + M_5$$

$$V_r = V_3 + V_4 + V_5$$

C.I.2.4. Conclusion et récapitulatif de la démarche de justification

✓ *Conclusions*

Bien que cette méthode soit fastidieuse, elle est précise. Contrairement à la méthode simplifiée, elle tient compte de l'interaction entre le voile et le radier. De plus, elle intègre la reprise simultanée par l'anneau et la poutre verticale, de la poussée du liquide. Enfin, elle permet la détermination des sollicitations dans le radier avec la prise en compte de la raideur verticale du sol.

✓ *Récapitulatifs de la démarche de justification*

Détermination des hypothèses

- ↳ Géométrie de l'ouvrage (R, e, H) - Raideur de sol k_v – Densité du liquide

Calcul de l'inconnu M_0

- ↳ Détermination de la rotation à la base du voile en fonction de M_0
 - Calcul de β
 - Calcul des fonctions W-X-Y et Z pour $x=H$
 - Calcul de la rotation sous l'effet du liquide
 - o Calcul des constantes A_1 et B_1
 - o Calcul de la solution particulière y'_{o1}
 - o Calcul de la rotation $y'1$
 - Calcul de la rotation sous l'effet de l'inconnu M_0
 - o Calcul des constantes A_2 et B_2
 - o Calcul de la rotation $y'2$
- ↳ Détermination de l'expression de la rotation $\gamma v'$ en fonction de M_0
- ↳ Détermination de la rotation à la cote « a » du bord du radier (« a » abscisse de l'axe du voile)
 - Calcul de β'
 - Calcul de la rotation sous l'effet de la charge P
 - o Calcul des fonctions $\theta(a) - \xi(2a) - \psi(a)$
 - o Calcul de la rotation $y'3$
 - Calcul de la rotation sous l'effet de M_0
 - o Calcul des fonctions $\theta(a) - \psi(2a)$
 - o Calcul de la rotation $y'4$
 - Calcul de la rotation sous l'effet de la pression du liquide
 - o Calcul des fonctions $\xi(a) - \psi(a)$
 - o Calcul de la rotation $y'5$
- Détermination de l'expression de la rotation $\gamma v'$ en fonction de M_0
- ↳ Calcul de M_0 par l'écriture de l'égalité des rotations à la jonction voile radier

Calcul des sollicitations dans le voile et dans le radier

- ↳ Dans le voile (en fonction de x)
 - $N_v = N_1 + N_2 - M_v = M_1 + M_2 - V_v = V_1 + V_2$
- ↳ Dans le radier (en fonction de x)
 - $N_r = V_v(H) - M_r = M_3 + M_4 + M_5 - V_r = V_3 + V_4 + V_5$

C.I.3. Méthode informatique

Compte tenu de la lourdeur des calculs, il est préférable de recourir à l'informatique. Les logiciels de calculs de RDM ou de béton armé se présentent sous deux grandes familles. Tout d'abord, il existe les logiciels dédiés à un type de structure tel que le logiciel « Réservoir » de Socotec pour le calcul des réservoirs. Ensuite, il existe des logiciels de modélisations aux éléments finis tel que « Advance Design 2010 » de Graitec. Ces logiciels sont généralistes.

C.I.3.1. Modélisation 3D aux éléments finis

L'utilisation de la modélisation aux éléments finis intervient dans des cas particuliers pour lesquels la résolution analytique du problème devient trop complexe. Il s'agit généralement de cas de figures faisant intervenir des géométries torturées avec de nombreux cas de chargements. Pour les ouvrages de STEP, le recours à ce type de calculs intervient notamment dans le cas de bassins sur pieux ou lorsque qu'un bassin non muni de clapets est ancré dans une nappe.

Dans les cas courants visés par ce mémoire, l'utilisation de ces méthodes est peu rentable. La modélisation et l'exploitation des résultats constituent des tâches lourdes. De plus, elle demande un savoir faire particulier. Les logiciels dédiés sont plus simples à utiliser.

C.I.3.2. Utilisation de logiciel dédié

Le logiciel dédié au calcul de réservoirs présenté est le programme « Réservoir » édité par Socotec. Ce logiciel fonctionne aux éléments finis sur un modèle en plan comparable à celui de la méthode analytique exposé ci-dessus.

Ce logiciel permet d'obtenir les résultats suivants sous forme de tableaux et de diagrammes :

- ✓ *Le déplacement de la structure,*
- ✓ *Le diagramme des moments fléchissants,*
- ✓ *Le diagramme des efforts normaux,*
- ✓ *Le diagramme des efforts tranchants,*
- ✓ *Le diagramme des contraintes appliquées sur les appuis élastiques,*
- ✓ *Les sections d'armatures calculées en flexion composée.*

Concernant les hypothèses d'entrées, le logiciel permet de modéliser des structures d'épaisseur et diamètre choisis. Les autres données d'entrées sont les suivantes :

- ✓ *La qualité du béton et les contraintes de calcul des armatures,*
- ✓ *Le module de réaction vertical du sol,*
- ✓ *D'éventuelles conditions d'appuis spécifiques pour le voile,*
- ✓ *La densité et la hauteur de liquide contenu,*
- ✓ *Une éventuelle charge en tête de voile,*
- ✓ *La prise en compte du retrait gêné ainsi que sa valeur unitaire.*

Le principal avantage de ce logiciel est l'exploitation aisée des résultats. Ils se présentent sous forme de tableaux et de diagrammes. De plus, il est conçu pour répondre à l'aspect réglementaire du fascicule 74 du CCTG [10]. Toutefois, il n'est pas complet. Il ne tient pas compte de l'ensemble des effets de la température. En conclusion, il permet d'obtenir de façon rapide les sollicitations dans la structure.

C.I.4. Exemple de dimensionnement et comparaison des méthodes

Afin de choisir l'outil de travail qui nous permettra d'établir les calculs nécessaires à l'élaboration des ratios d'armatures, nous allons traiter un exemple. Ainsi, nous pourrons comparer la précision des méthodes et valider l'utilisation de l'une d'entre elles.

C.I.4.1. Choix de l'exemple et hypothèses

Nous retiendrons le réservoir dont la géométrie est donnée ci-dessous.

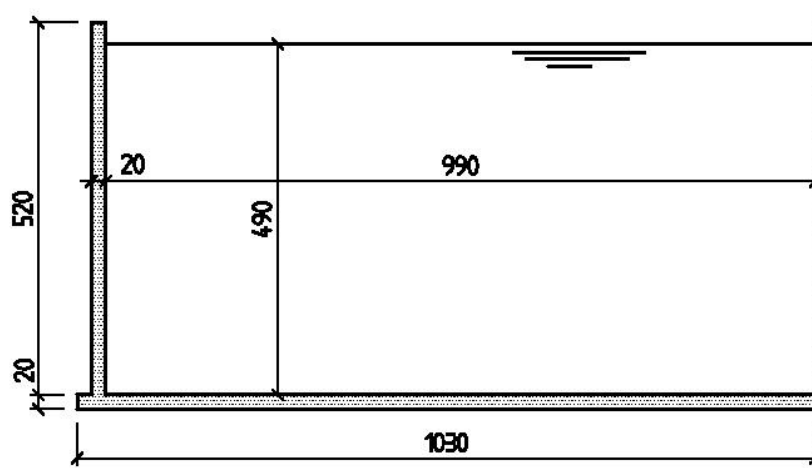


Figure N°63 : Hypothèses pour le dimensionnement du réservoir exemple

De plus, nous retiendrons les hypothèses suivantes :

- ✓ Module de réaction du sol : $k_v=70 \text{ MPa/m}$
- ✓ Densité du liquide : 10 KN/m^3

C.I.4.2. Méthode simplifiée

- ✓ Effort normal dans l'anneau

$N_{\max} = 49 \times 4.90 = 485 \text{ KN}$ et $N_{\min} = 0$

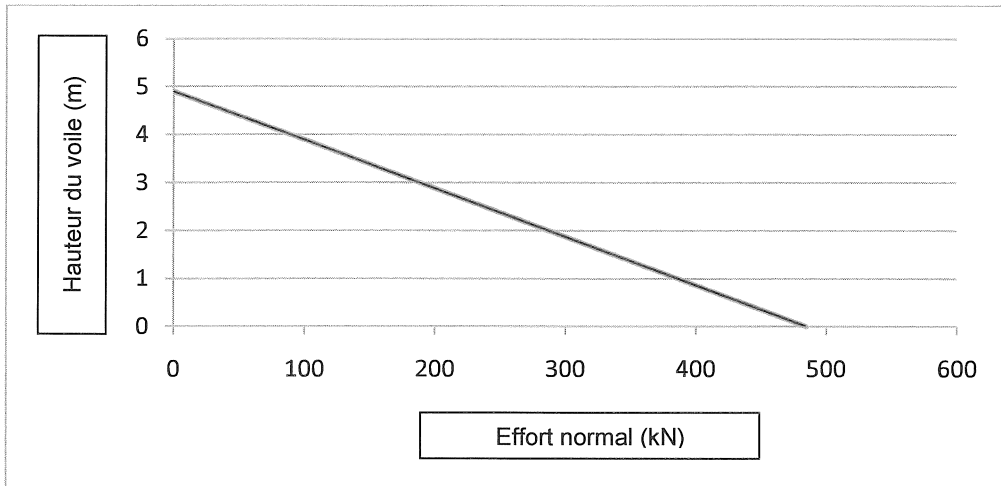


Figure N°64 : Diagramme effort normal dans l'anneau en KN

- ✓ Moment de flexion dans le voile

$M_0 = 3 \times 9.90 \times 4.90 = 29.7 \text{ KN.m}$ et $y_0 = 0.06 \times (9.90 \times 20)^{0.5} = 0.84 \text{ m}$
 $M_1 = 29.7 / 5 = 6.0 \text{ KN.m}$ et $y_1 = 5 \times 0.84 = 4.22 \text{ m}$

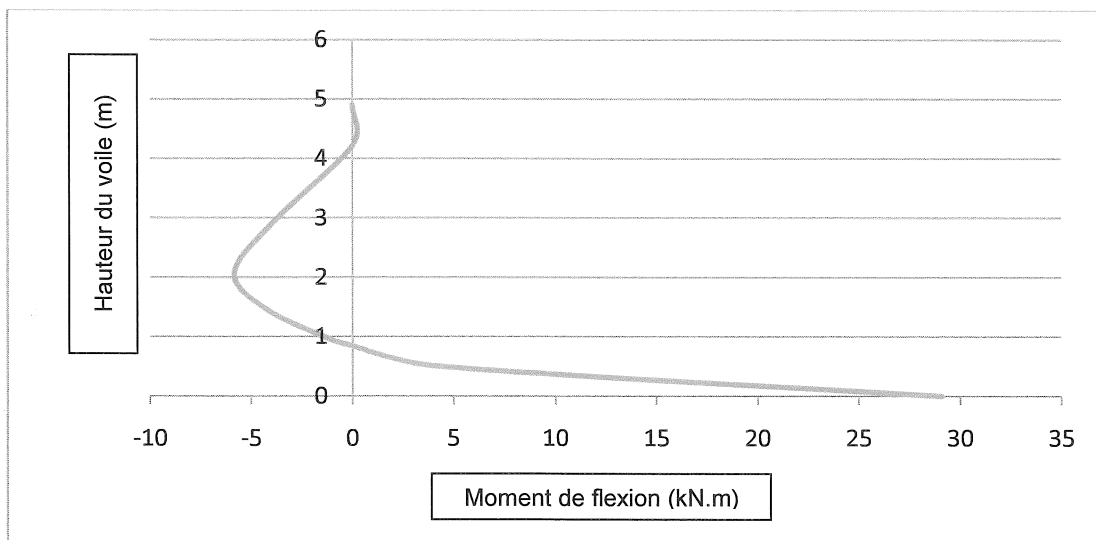
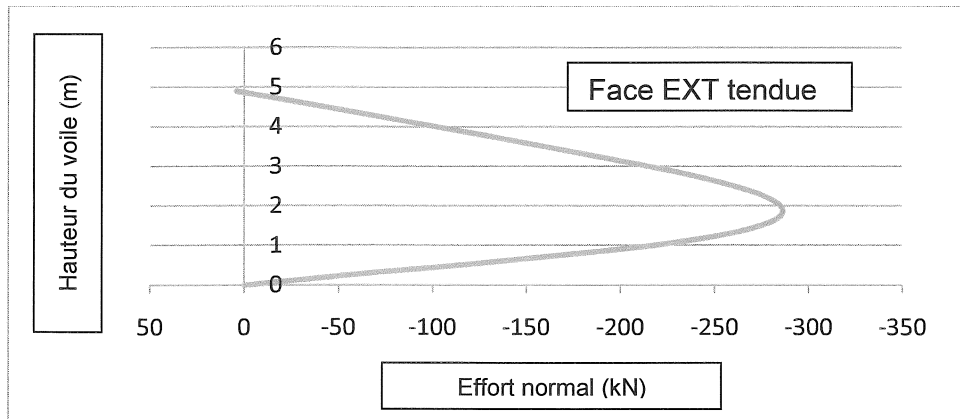


Figure N°65 : Diagramme des moments dans le voile

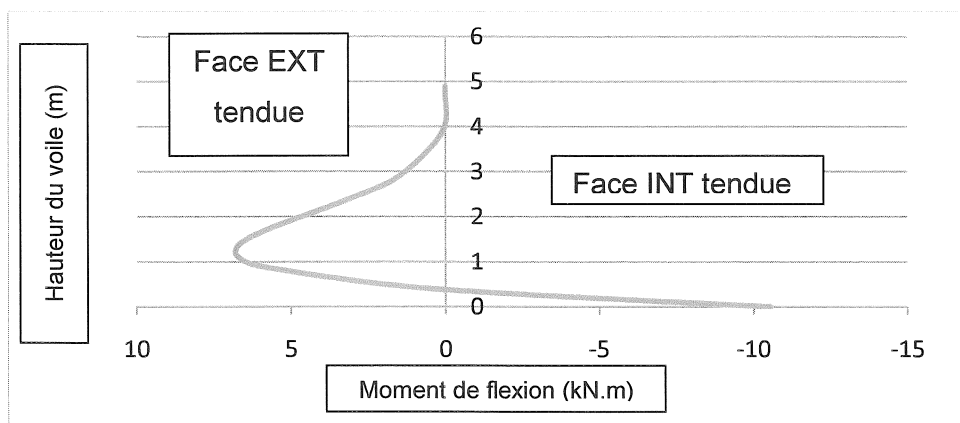
C.I.4.3. Méthode analytique

La résolution complète est donnée en annexe C. Nous ne retenons ici que les sollicitations dans la structure servant à la comparaison des méthodes.

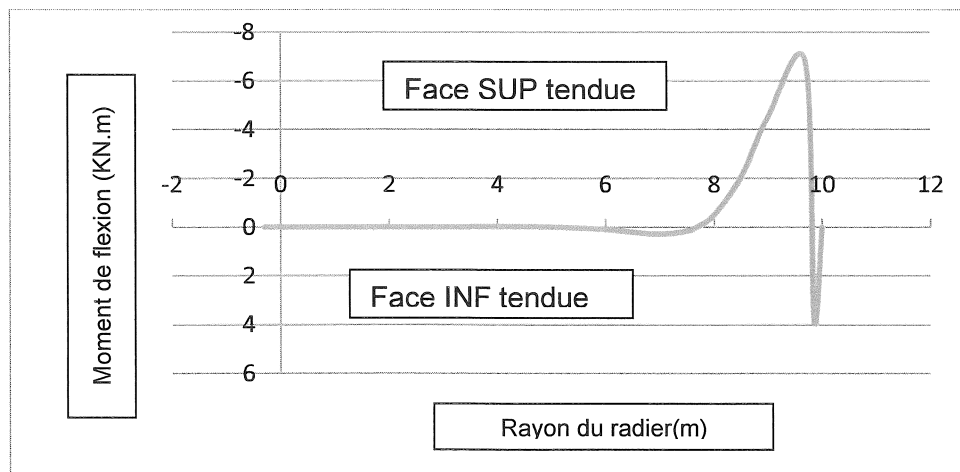
✓ *Effort normal dans l'anneau*



✓ *Moment de flexion*



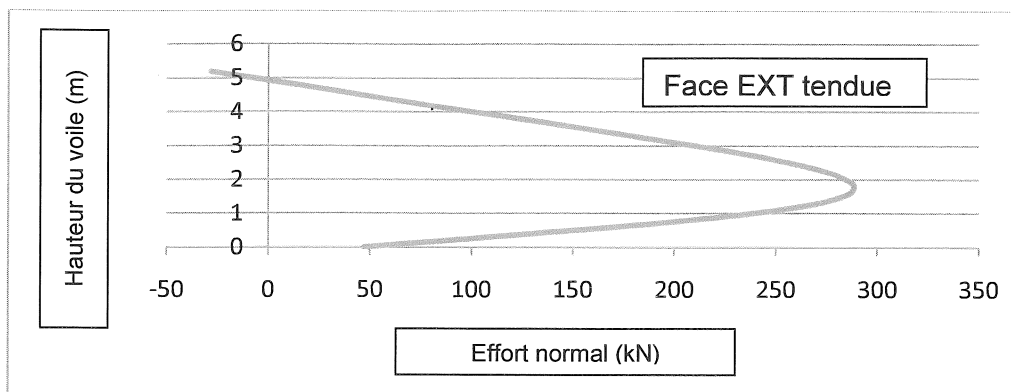
✓ *Moment de flexion dans le radier*



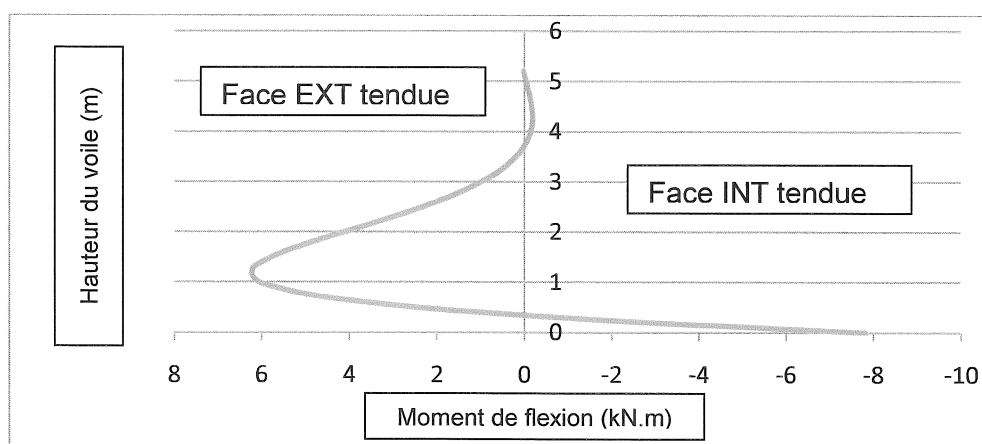
C.I.4.4. Méthode informatique : logiciel « Réservoirs »

Le rapport d'étude sur le logiciel est donné en annexe D. Nous ne retenons ici que les sollicitations servant à la comparaison des méthodes.

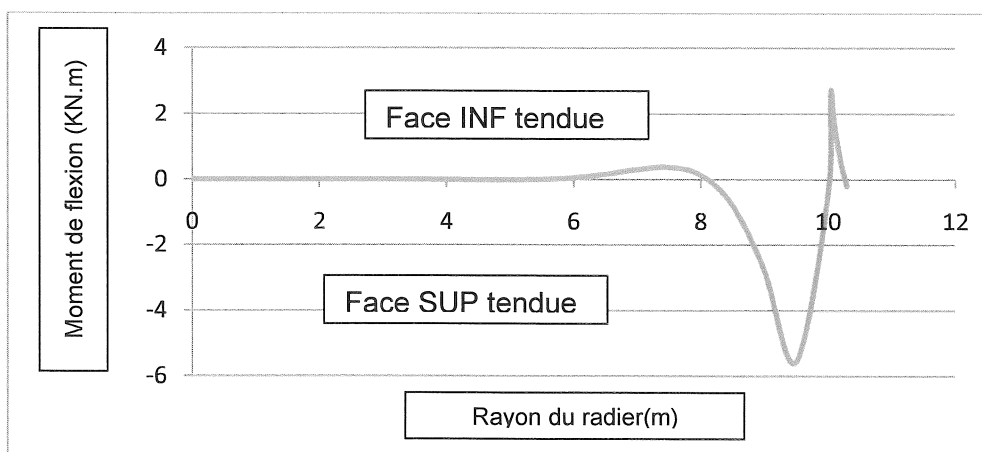
✓ Effort normal dans l'anneau



✓ Moment de flexion dans le voile



✓ Moment de flexion dans le radier



C.I.4.5. Comparaison des résultats et conclusions

D'une façon générale, les méthodes analytiques et informatiques du logiciel « Réservoir » présentent des diagrammes de sollicitations de même allure générale. La méthode simplifiée est en marge des résultats précédents. Seule l'allure du moment de flexion est vaguement ressemblante. La comparaison détaillée suivante permettra d'affiner l'analyse.

✓ Etude de l'effort normal dans l'anneau

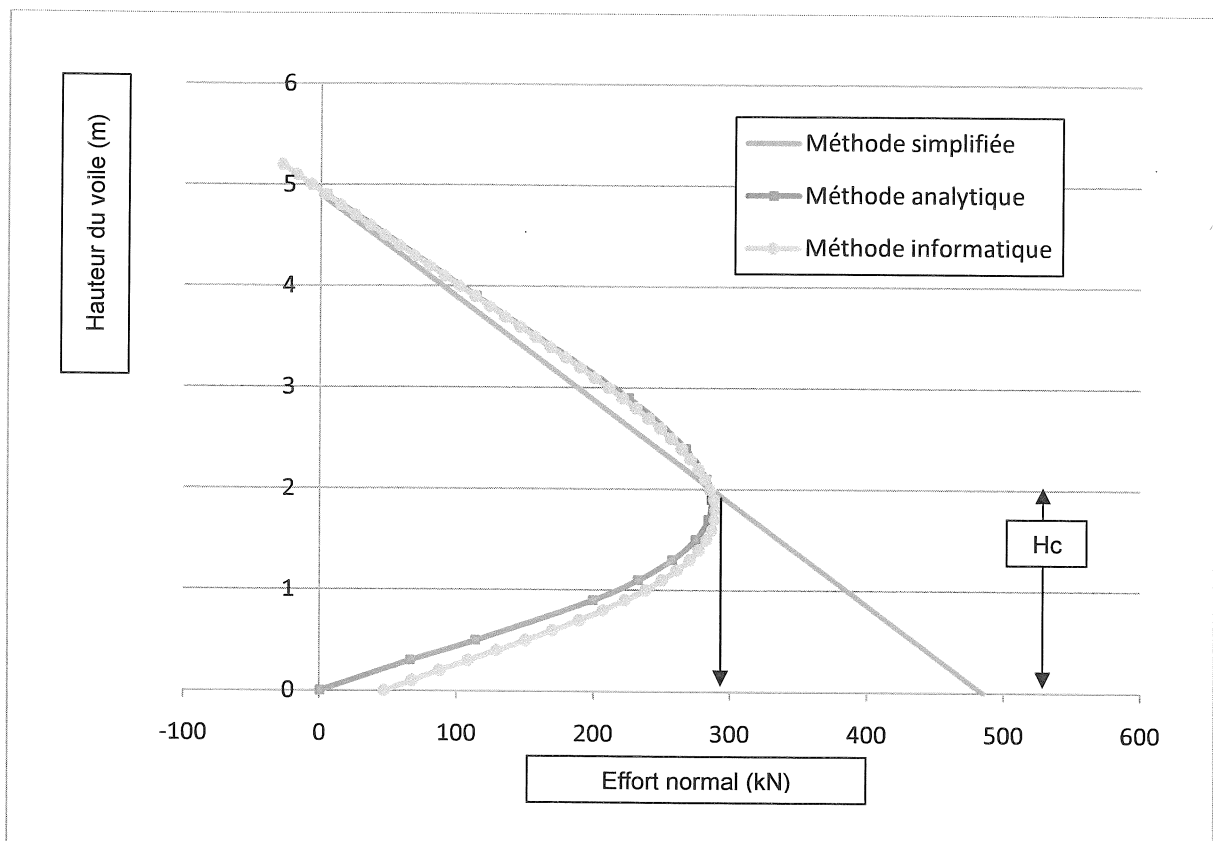


Figure N°66 : Comparaison des résultats des trois méthodes de calculs pour l'effort normal

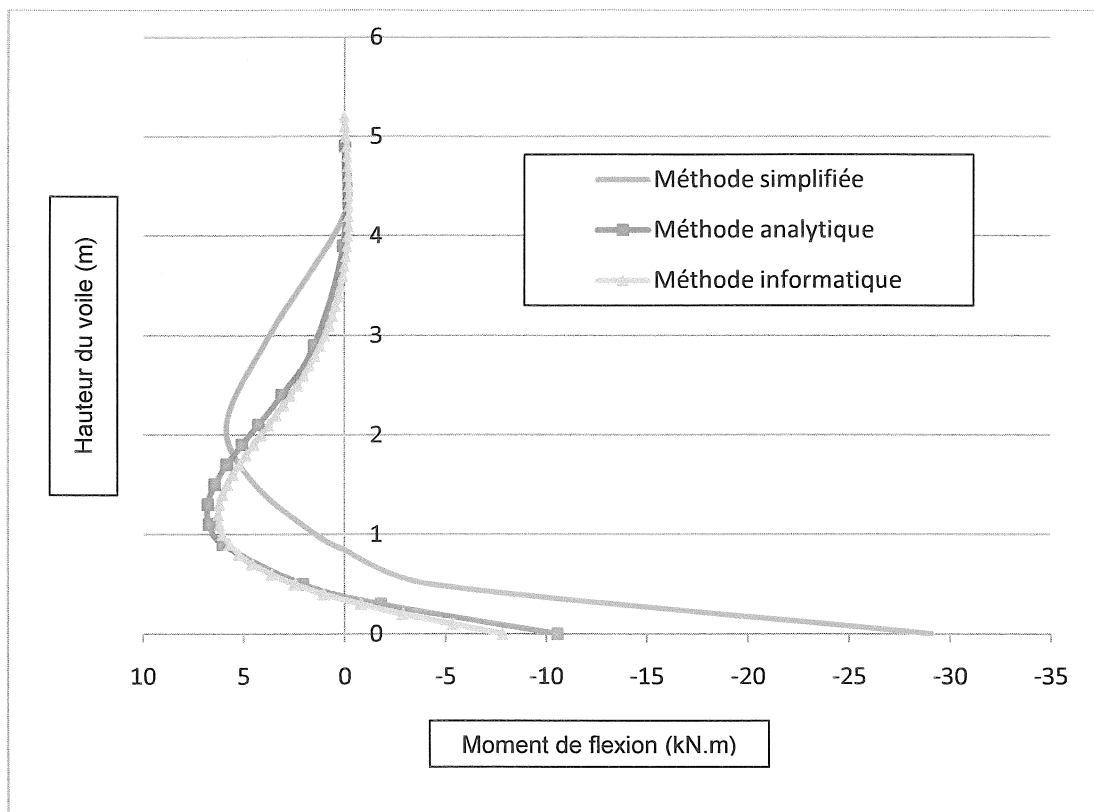
La méthode analytique et la méthode informatique présentent des résultats très semblables. L'effort maximum de dimensionnement est identique à moins de 1% près. Concernant le diagramme linéaire de la méthode simplifiée, il est très pénalisant de considérer l'effort en dessous d'une hauteur de voile notée H_c sur la figure ci-dessus. Cette différence majeure provient de l'abstraction du radier dans le modèle. Celui-ci bloque les déformations et reprend une partie des efforts. Pour la partie au dessus, la pente de la courbe suit les autres diagrammes.

Pour une bonne utilisation de la méthode simplifiée, il conviendra de considérer l'effort maximum de calcul à la cote H_c . Je propose d'estimer cette valeur au tiers de la

hauteur du voile. Cette cote correspond à la résultante d'une pression de type triangulaire. Ainsi, nous obtenons pour l'effort de traction dans le voile, la formule corrigée suivante :

$$N = \frac{2 \cdot H \cdot v \cdot \sigma \cdot R}{3}$$

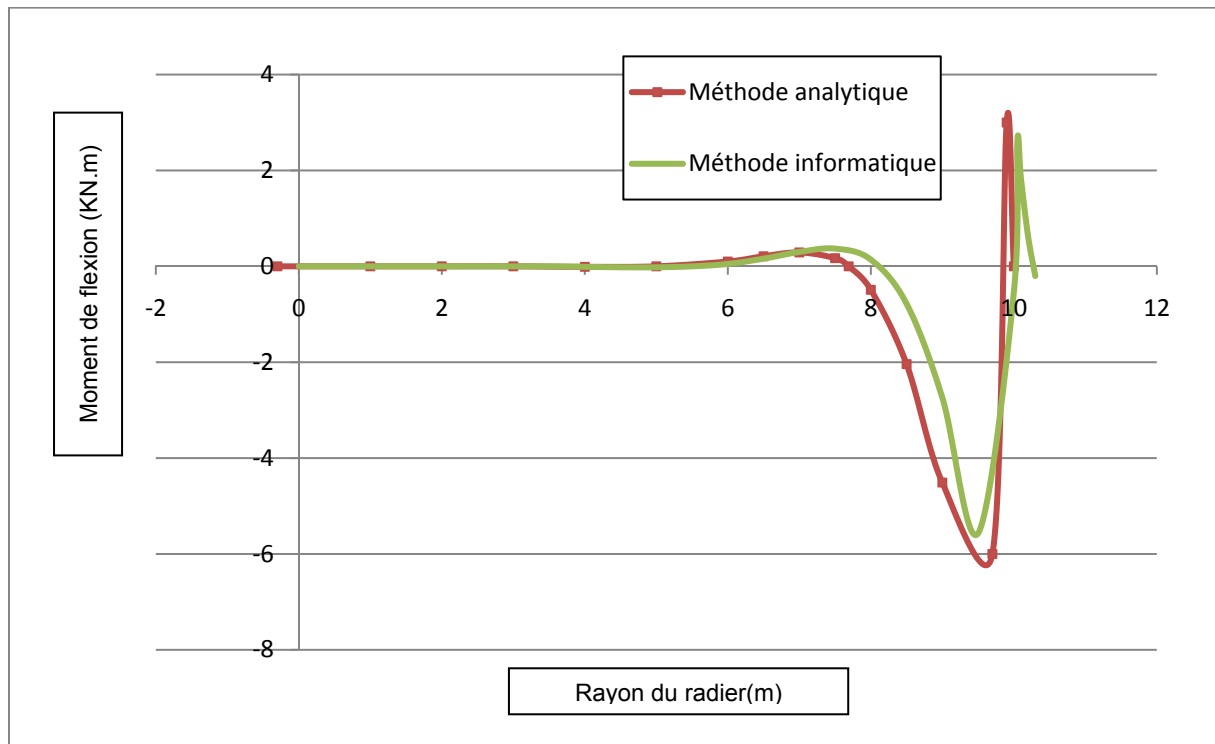
✓ *Etude du moment de flexion dans le voile*



Comme pour l'effort normal, seule la méthode simplifiée est en marge. Les diagrammes des moments relatifs aux méthodes informatique et analytique se superposent parfaitement. Par contre, le diagramme de la méthode simplifiée donne un moment d'encastrement trois fois plus important. Cette différence s'explique par les hypothèses. Dans la méthode simplifiée, la formule empirique du moment est approchée en considérant un encastrement parfait du voile dans le radier. Les autres méthodes tiennent compte de la rotation du nœud. L'encastrement n'étant pas parfait, les efforts sont moindres.

Il est très difficile de corriger cette approche par un simple coefficient. En effet, le calcul de l'encastrement non parfait tient compte de plusieurs paramètres telles que la géométrie ou la raideur de sol. Cette méthode sera donc particulièrement pénalisante pour le dimensionnement.

✓ *Etude du moment de flexion dans le radier*



Pour l'analyse des moments de flexion du radier, les deux méthodes donnent des allures de diagrammes semblables. La méthode informatique donne des valeurs de pointe sensiblement inférieures à celles de la méthode manuelle. Les écarts ne sont pas significatifs.

✓ *Conclusions*

L'utilisation de la méthode simplifiée doit se limiter à une première approche et elle ne concerne que le prédimensionnement des voiles.

Concernant le logiciel « Réservoir » de Socotec, ses résultats sont semblables à ceux d'un calcul manuel par la méthode analytique. Ce logiciel est donc vérifié. Il constituera l'outil principal de travail pour la suite des études de ce mémoire.

C.II.ADAPTATION DES OUVRAGES AU SOL DE FONDATION

C.II.1. Généralités

D'une façon générale, les stations d'épuration sont implantées en bordure de cours d'eaux et sur des points bas. Les eaux usées arrivent de façon gravitaire. La qualité des sols d'implantation est souvent médiocre. De plus, dans la plupart des cas, les sites se trouvent dans des zones inondables. Afin de caractériser les risques, le concepteur pourra consulter le plan détaillé des risques de la commune de construction.

L'adaptation au sol des ouvrages est un point crucial dans la conception de la station. En effet, les désordres liés aux mouvements de terrain peuvent endommager les ouvrages. Il existe deux risques principaux. Le premier est le tassement des ouvrages. Le second est le soulèvement induit par une sous pression. Dans les deux cas, les risques sont la rupture des canalisations reliant les postes et la fissuration des ouvrages.

Les éléments de dimensionnement donnés dans la suite du mémoire ne seront valables que pour un pré-dimensionnement des ouvrages en phase d'avant projet. Les éléments proposés devront s'appuyer sur une étude géotechnique de type G12 ou G2. Lors de l'exécution des études, la mission de type G3 devra confirmer les hypothèses.

C.II.1.1. Type de fondations rencontrées

Les deux principaux types de fondations rencontrées sont les radiers sur terre plein ou les radiers sur pieux. Il faudra s'orienter vers cette deuxième solution lorsque le sol de fondation présente une contrainte admissible faible. Dans le premier cas, le risque principal est le tassement trop important pour assurer la pérennité des ouvrages.

Les fondations de type pieux sont couteuses. De plus, les radiers des ouvrages devront être adaptés à ce type fondation. Ils seront donc plus épais et plus armé. Ce type d'ouvrage ne sera pas étudié dans la suite du mémoire.

Il existe des méthodes de renforcement de sol qui permettent d'éviter les fondations profondes. Nous proposons quelques exemples dans le tableau suivant.

Type de renforcement	Avantages	Inconvénients
Pré-chargement	Ne modifie pas les radiers	Très long
Colonnes ballastées	Ne modifie pas les radiers	Peu adaptée dans une nappe - Renforcement limité
Inclusions rigides	Adapté dans une nappe	Les mêmes que pour les pieux

Figure N°67 : Exemple de renforcement de sol

C.II.1.2. Gestion de l'eau dans les sols

Lorsqu'un bassin est ancré dans une nappe, il est soumis à la poussée d'Archimède. Pour qu'il reste en contact avec le sol, il faut qu'il soit plus lourd que la poussée développée par l'eau. Lorsque le bassin est plein, ceci ne pose généralement pas de problème. Par contre, lorsque le bassin est vide il y a risque de soulèvement.

Les bassins peuvent être ancrés dans une nappe alluviale ou phréatique. De plus, ils peuvent être soumis à une montée brutale mais rare des eaux : une crue. Il convient de distinguer ces deux niveaux de nappe qui correspondent à deux justifications distinctes.

✓ Nappe alluviale et nappe phréatique

Le niveau de ce type de nappe est susceptible de fluctuer dans le temps. Il est caractérisé par un niveau bas EB et par un niveau haut EH. Ces niveaux peuvent être déterminés par un suivi piézométrique sur une période de l'ordre d'une année.

Dans les deux cas, l'ouvrage devra être auto-stable sous ces niveaux pour pouvoir être vidé pour entretien. Pour cela, il existe plusieurs méthodes.

La première consiste à lester l'ouvrage par le seul poids d'un béton épais immergé qui équilibre la poussée. Dans ce cas le poids propre du bassin n'est pas pris en compte.

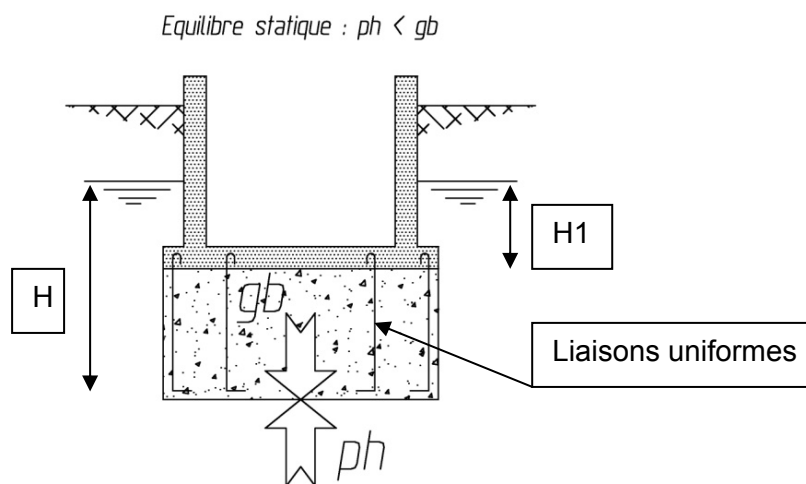


Figure N°68 : Principe d'équilibre par lestage par le poids du béton immergé

Le béton de lestage doit être uniformément liaisonné au radier car la sous-pression ρH_1 peut s'exercer à l'interface du radier et du gros béton. D'autre part la matière de lestage est comptée déjàugée. Cette méthode est particulièrement consommatrice de béton. Les quantités de matière peuvent se chiffrer en dizaines de mètres cubes. Dans ce cas le débord n'est pas nécessaire vis-à-vis de la stabilité. Il sert seulement d'appui pour les coffrages des voiles.

L'autre méthode consiste à utiliser le poids propre de la structure. Contrairement à la méthode précédente, le poids du lestage ne s'équilibre pas de façon uniforme avec celui de la sous-pression.

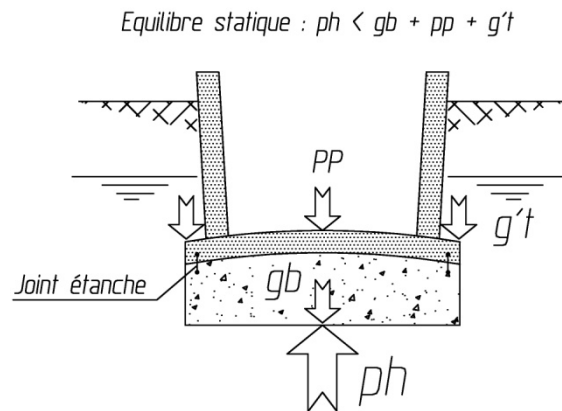


Figure N°69 : Principe d'équilibre par lestage et poids propre de la structure

L'utilisation du poids des voiles et de celui des terres sur les débords de radier mettent en flexion ce dernier. Pour des diamètres importants, les épaisseurs de radiers doivent être conséquentes et les quantités d'armatures explosent. De plus il faut prévoir un joint périphérique entre la sous face du radier et le gros béton.

✓ *Gestion des crues*

Dans la plupart des cas, les sites se trouvent dans des zones inondables. Le niveau de crue est nommé plus hautes eaux (PHE) ou bien plus hautes eaux exceptionnelles (PHEE) suivant le type de crue considérée. Il conviendra de distinguer deux cas.

Si le bassin est ancré dans la nappe alluviale, le niveau de référence pour le calcul du lestage sera les PHE ou les PHEE à la place des EH. Les principes de lestage sont identiques. Dans ce cas le bassin sera stable à vide quelque soit le niveau de la nappe ou de crue.

Dans le cas d'un bassin posé au dessus des EH mais soumis à un à un risque de crue, il est admis que le bassin vide puisse se remplir par de clapets afin d'assurer son intégrité.

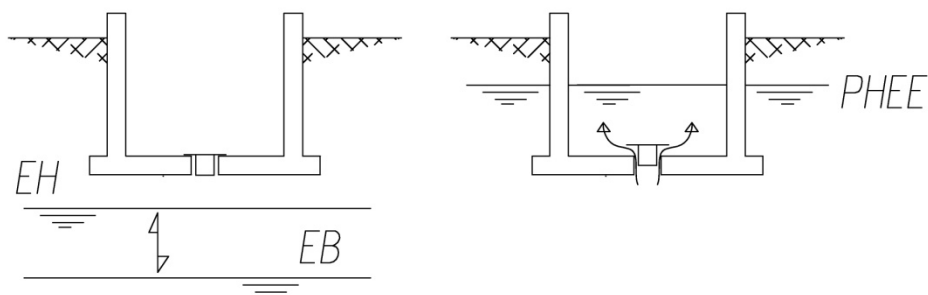


Figure N°70 : Principe de lestage par clapets de sous pression

Il faut noter que ce cas de figure est particulièrement rare. Le principe de fonctionnement des clapets est simple. S'il existe une différence de pression entre ses deux faces, alors celui s'ouvre et laisse entrer l'eau extérieure dans l'ouvrage. Le dimensionnement de ce bassin est donc identique à celui d'un bassin hors nappe.



Figure N°71 : Clapet à membrane du commerce

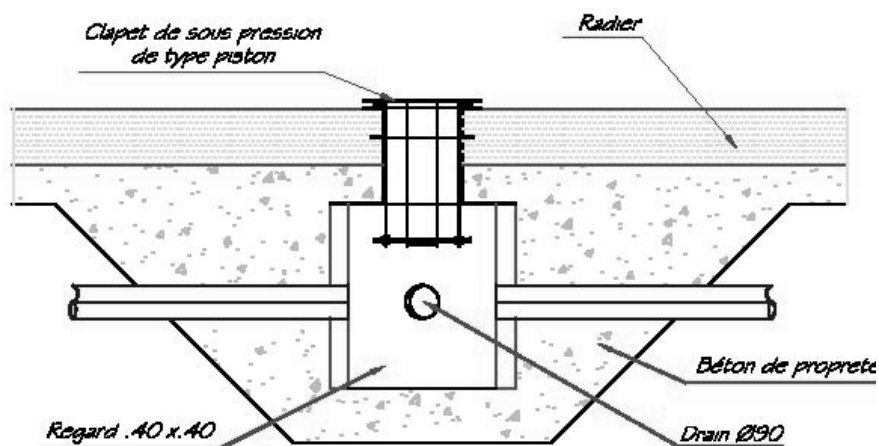


Figure N°72 : Détail de mise en place d'un clapet mécanique type piston

✓ Optimisation des ouvrages

Lors de la conception du profil hydraulique, je conseille de placer les ouvrages au dessus du toit des nappes alluviales (niveau EH). Dans le cas contraire, chaque ouvrage de ce type est unique et il sort du cadre de ce mémoire.

C.II.2. Détermination des contraintes admissibles des sols

Lors des missions d'exécution, le BE doit avoir à sa disposition un rapport d'étude géotechnique de type G3. Ce type de rapport indique la couche d'ancrage ainsi que les contraintes admissibles par le sol.

Pour les missions d'avant-projet, les rapports de type G0, G11 et G12 sont souvent très succincts. Il est rare que le concepteur dispose de la contrainte admissible de sol. Elle est estimable par des méthodes simples qui peuvent suffire lors cette phase.

C.II.2.1. Méthode pressiométrique

Si le concepteur dispose d'essais pressiométriques, je préconise de relever la pression limite nette minimum en-dessous du niveau de fondation. Cette pression limite est notée pl^* .

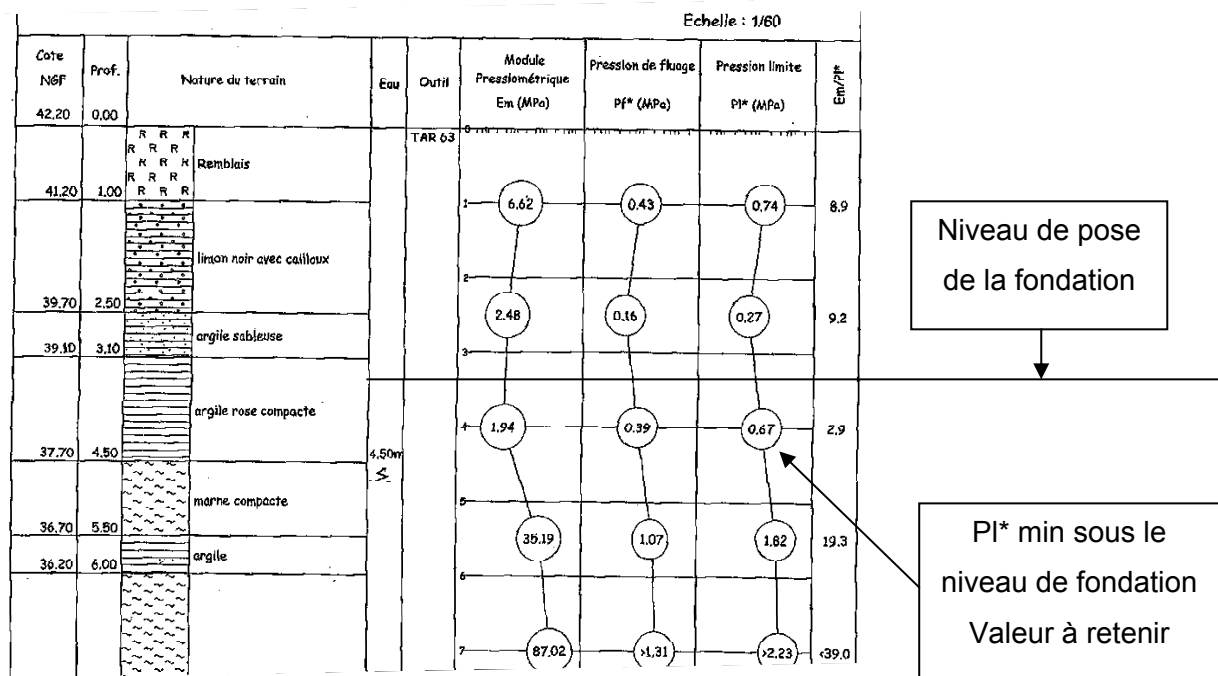


Figure N°73 : Exploitation grossière et sécuritaire d'un essai pressiométrique

La contrainte admissible de sol aux états limites de service peut alors être estimée à la valeur suivante.

$$\sigma_{sol} (ELS) = 0.8 pl^*/3$$

Ce principe de calcul de la contrainte admissible est un raccourci pénalisant de la méthode de calcul des contraintes limites par la méthode pressiométrique. [11]. Dans cette approche, la contrainte initiale des terres en place est négligée. Le coefficient de portance est pris à sa valeur minimum de $k_p=0.80$.

D'autre part, il conviendra de vérifier que les tassements attendus sont de l'ordre de quelques millimètres.

C.II.2.2. Méthode pénétrométrique

Si le concepteur dispose d'essais au pénétromètre dynamique, je préconise de retenir la résistance de pointe la plus faible en dessous du niveau de fondation. Cette contrainte est noté Rd.

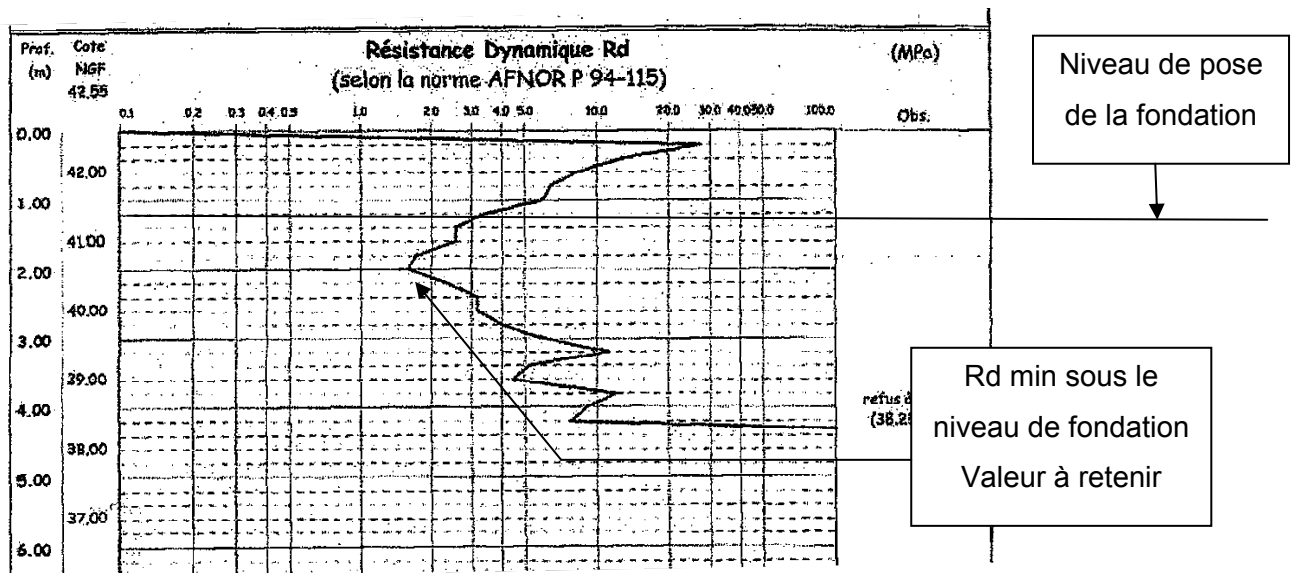


Figure N°74 : Exploitation grossière et sécuritaire d'un essai pénétrométrique

La contrainte admissible de sol aux états limites de service peut alors estimer à la valeur suivante.

$$\sigma_{\text{sol}} (\text{ELS}) = R_d / 10$$

Il s'agit ici d'un raccourci pénalisant de la méthode de calcul des contraintes limites par un essai au pénétromètre dynamique. [11]. Bien entendu, il faudra vérifier la compatibilité des tassements.

C.II.3. Eléments de justification pour les ouvrages non circulaires

Au stade de l'avant projet, ces ouvrages ne posent généralement pas de problème. Que ce soit le dégrilleur ou le canal de comptage, ces ouvrages sont légers. Même dans des conditions de sol faible (contrainte admissible de l'ordre de 5.0 t/m²), une substitution suffit généralement à étaler et répartir suffisamment les charges pour qu'elles deviennent compatibles avec le sol de fondation.

C.II.3.1. Contraintes au sol développées par les ouvrages non circulaires

En première approche la méthode empirique de comparaison des contraintes apportées par rapport aux contraintes initialement en place peut suffire. Dans la plupart des cas les ouvrages sont entièrement ou partiellement enterrés. L'exemple qui suit donne un exemple pour ce type de raisonnement.

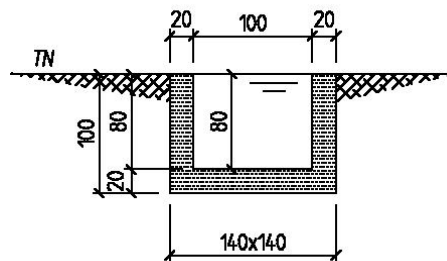


Figure N°75 : Coupe sur regard 140x140x100ht

La contrainte en place sous le radier avant terrassement est :

$$\sigma_i = 1.00\text{m} \times 2.0 \text{ t/m}^2 = \underline{2.0 \text{ t/m}^2}.$$

Pour déterminer la contrainte développée par l'ouvrage il faut calculer le poids de l'ouvrage :

Eléments	Volume (m ³)	Poids volumique (t/m ³)	Poids (t)
Radier	0.392	2.50	0.98
Voile	0.768	2.50	1.92
Liquide	0.800	1.00	0.80

$$\sigma = (0.98 + 1.92 + 0.80) / (1.40 \times 1.40) = \underline{1.9 \text{ t/m}^2}.$$

La contrainte apportée par l'ouvrage est proche de la contrainte en place avant terrassement. De fait, si le sol est normalement consolidé, il ne devrait pas y avoir de tassement.

C.II.3.2. Equilibre dans une nappe

En général les ouvrages non circulaires sont faiblement encastrés dans le sol et leurs dimensions restent petites. Les sous pressions développées sont faibles devant le poids des ouvrages. Ils ne présentent généralement pas problème de stabilité. Dans des cas bien particuliers, si les ouvrages ne sont pas stables, il faudra alors les lester par les méthodes exposées avant. L'exemple suivant donne la justification de l'équilibre du regard précédant.

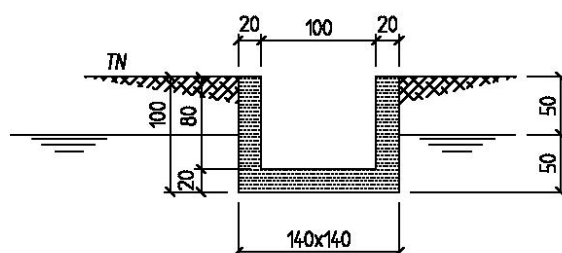


Figure N°76 : Coupe sur regard 140x140x100ht ancré dans une nappe

Le poids de l'ouvrage vide est : $G = 0.98 + 1.92 = \underline{2.9 \text{ t}}$

La poussée de l'eau est égale au poids du volume d'eau déplacée soit :

$$PH = 1.40 \times 1.40 \times 0.50 \times 1.0 \text{ t/m}^3 = \underline{1.0 \text{ t}}$$

Dans ce cas l'ouvrage est stable et le coefficient de sécurité est $F_s = \underline{2.9}$.

Pour les ouvrages de petite dimension, le rapport entre l'emprise au sol et le poids de l'ouvrage est faible. Par contre pour les ouvrages de grandes dimensions c'est l'inverse. L'emprise au sol étant directement liée à la sous pression, les ouvrages de grandes emprises au sol seront sensibles aux sous pressions.

C.II.4. Eléments de justification pour les petits diamètres

Les ouvrages de petits diamètres sont des ouvrages qui sollicitent particulièrement les sols. C'est d'autant plus vrai s'ils sont entièrement pleins et couvert d'une dalle. Le rapport entre la surface de répartition des charges sur le sol et le poids de l'ouvrage est faible. Par conséquent les contraintes sont élevées. Dans le cas de sol de faibles caractéristiques, il n'est pas rare de rencontrer ce type d'ouvrages fondés sur des pieux.

C.II.4.1. Contraintes au sol développées par les petits ouvrages circulaires

La méthode de calcul consiste à peser l'ouvrage en fonctionnement sous poids propre et charges d'exploitation maximales. Les charges sont alors réparties de façon uniforme sous le radier. En effet, l'élançement géométrique des radiers est faible. Ils sont suffisamment rigides pour que leur très faible déformation n'influe pas sur la répartition des contraintes.

La valeur de la contrainte est la suivante :

$$\sigma_{(ELS)} = P_{ser} / S_{radier}$$

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible du sol.

» Exemple de calcul

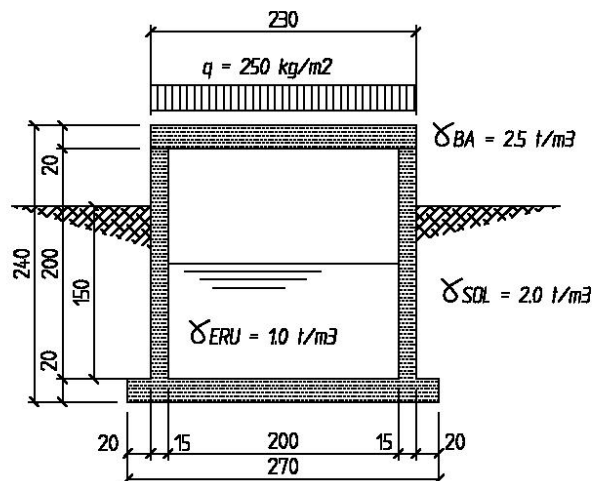


Figure N°77 : Coupe sur puits à étudier

✓ *Poids de l'ouvrage*

Eléments	Volume (m ³)	Poids volumique (t/m ³)	Poids (t)
Radier	$\pi * 2.70^2 / 4 \times 0.20 = 1.14$	2.5	2.85
Voile	$(\pi / 4) * (2.30^2 - 2.00^2) \times 2.00 = 2.02$	2.5	5.05
Dalle	$\pi * 2.30^2 / 4 \times 0.20 = 0.83$	2.5	2.08
Terre sur débords	$(\pi / 4) * (2.70^2 - 2.30^2) \times 1.5 = 2.35$	2.0	4.70
Liquide	$\pi * 2.00^2 / 4 \times 1.00 = 1.14$	1.0	3.14
		Total :	17.8

Il faut ajouter la charge d'exploitation sur le dalle de couverture : $Q = \pi * 2.30^2 / 4 \times 0.25 = 1.0$ t.

✓ *Contrainte au sol*

$$\sigma_{(ELS)} = (17.8 + 1.0) / (\pi * 2.70^2 / 4) = \underline{3.3 \text{ t/m}^2}$$

Cette valeur devra rester inférieure à la contrainte admissible de sol.

» Estimation des contraintes pour les ouvrages types

Comme cela a déjà été vu, les ouvrages de petits diamètres sont très semblables en géométrie. Il est donc possible de déterminer des contraintes enveloppes sécuritaires en fonction de la géométrie des ouvrages. Afin que les données ainsi calculées soient sécuritaires, nous allons prendre certaines hypothèses pénalisantes. Le but est d'avoir le poids maximal de l'ouvrage par rapport à sa géométrie.

- Le liquide à l'intérieur de l'ouvrage est pris en haut du voile.
- L'ouvrage est entièrement enterré. (Charge maximale sur les débords).
- L'épaisseur des voiles est prise à 15cm. Cette valeur est un maximum pour la catégorie d'ouvrage. Cette hypothèse sera confirmée dans la suite du mémoire.
- L'épaisseur des radiers est prise selon le diamètre (cf figure ci-dessous). Les hypothèses seront justifiées plus loin. Il s'agit d'épaisseurs maximums.

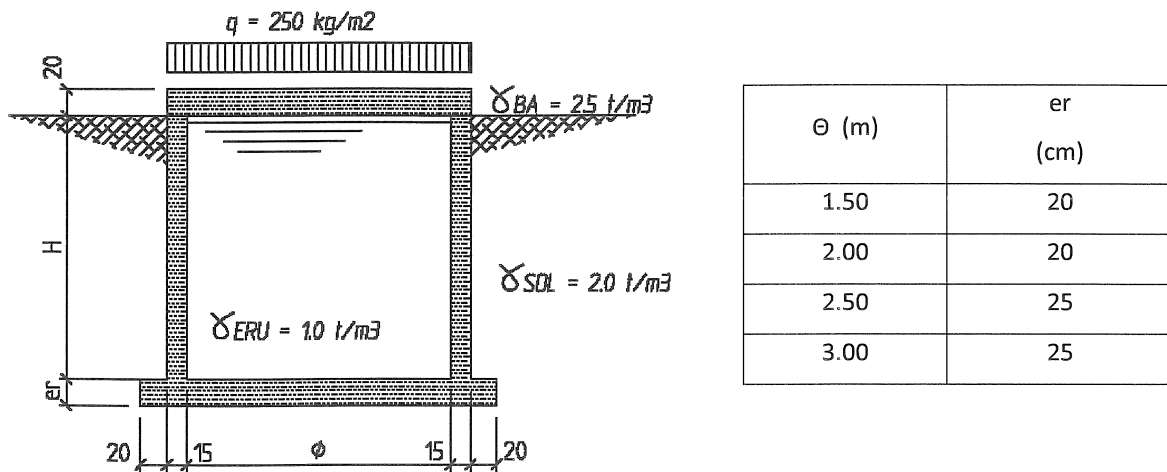


Figure N°78 : Hypothèses pour le calcul des contraintes enveloppes

Le calcul exécuté pour chacun des diamètres et chacune des hauteurs est similaire à celui de l'exemple précédent. Les contraintes maximales au sol calculées sont données en t/m².

Φ (m)	H - Hauteurs des voiles (m)					
	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
1.50	2,3	3,5	4,8	6,0	7,3	8,5
2.00	2,6	4,1	5,7	7,2	8,7	10,3
2.50	3,0	4,7	6,5	8,3	10,1	11,8
3.00	3,2	5,1	7,1	9,1	11,0	13,0

Figure N°79 : Contraintes au sol appliquées par les ouvrages types.

Nous pouvons alors tracer des courbes de type nuages de points pour observer l'évolution des contraintes.

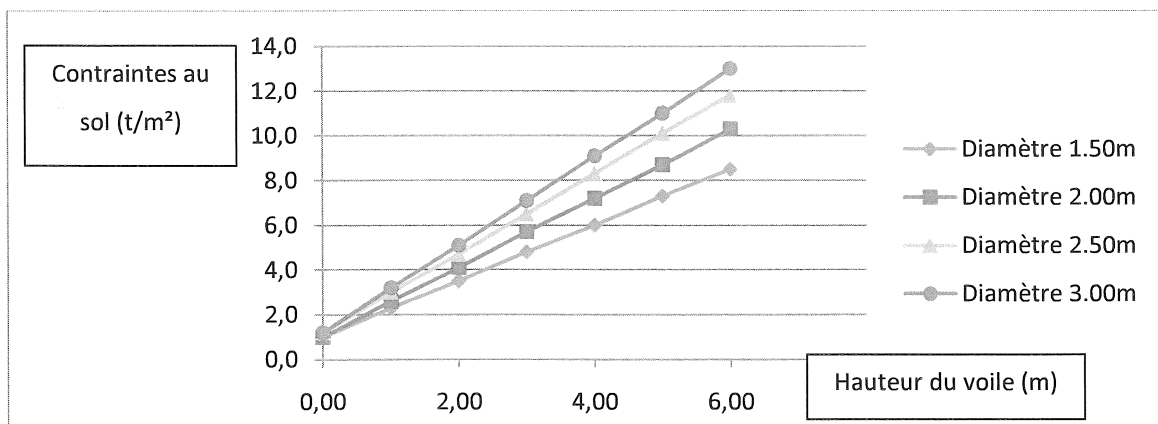


Figure N°80 : Valeurs des contraintes au sol en fonction de la hauteur des voiles

Nous pouvons constater que l'évolution des contraintes en fonction de la hauteur des voiles est bien entendu linéaire. Pour chacun des diamètres, nous pouvons définir une fonction linéaire de type :

$$y = ax + b \quad \text{avec} \quad b = 1.2 \text{ t/m}^2.$$

La valeur du coefficient b correspond au poids du radier et de la dalle pour une hauteur de voile nulle. Pour chacun des diamètres, nous effectuons une régression linéaire pour trouver la valeur des pentes.

Φ (m)	1.50	2.00	2.50	3.00
a	1.25	1.54	1.77	1.96
b	1.2	1.2	1.2	1.2
R ²	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
Expression de la contrainte (t/m ²)	$\sigma = 1.25H + 1.2$	$\sigma = 1.54H + 1.2$	$\sigma = 1.77H + 1.2$	$\sigma = 1.96H + 1.2$

Figure N°81 : Expression des contraintes maximales en fonction des hauteurs

Nous pouvons alors tenter de trouver une corrélation entre la pente et les diamètres des ouvrages. Les contraintes sont liées à la surface des radiers qui sont une fonction carrée des diamètres. Nous effectuerons donc une régression d'ordre 2 afin de déterminer une corrélation tenant compte des paramètres hauteur et diamètre.

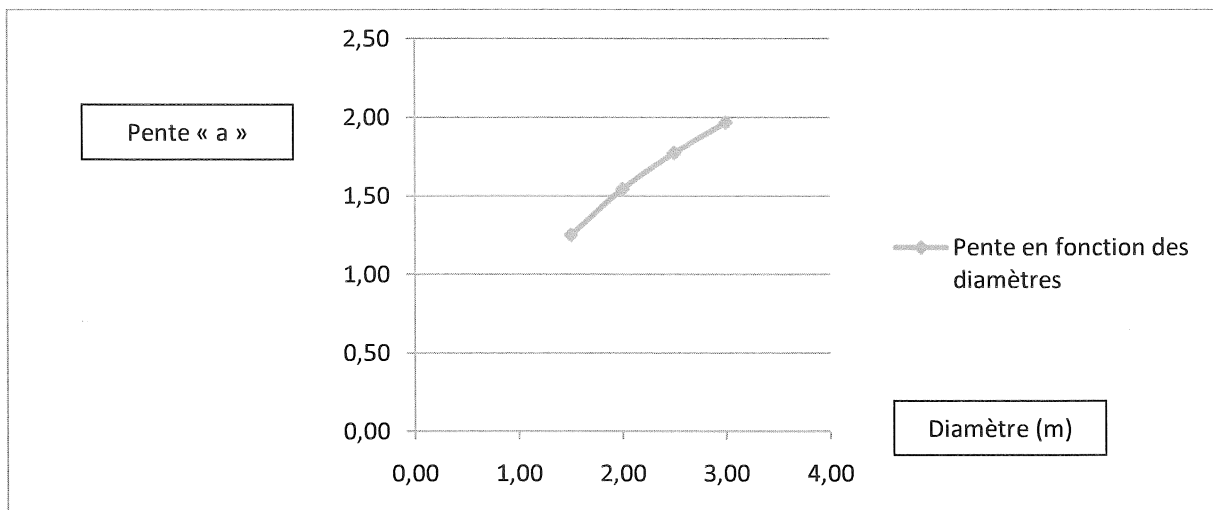


Figure N°82 : Pente des contraintes en fonction des diamètres des ouvrages.

La régression d'ordre 2 permet d'obtenir la relation suivante :

$$a = -0.1 \theta^2 + 0.922 \theta + 0.093 \quad \text{avec} \quad r^2 = 0.998$$

En intégrant ce paramètre aux résultats précédents, nous obtenons la relation suivante :

$$\sigma_{\text{sol Max}} \leq -0.1 \theta^2 H + 0.92 \theta H + 0.09 H + 1.2$$

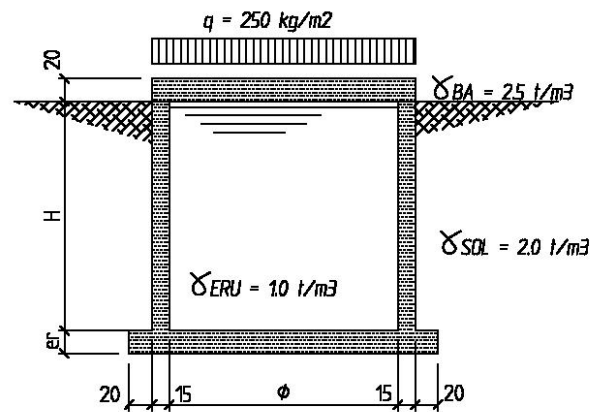
En arrondissant de façon sécuritaire le coefficient 0.92 devient 1.00. Le terme 0.09 H peut alors être négligé. Au final l'expression de la contrainte maximale peut s'écrire de la façon suivante :

$$\sigma_{\text{sol Max}} \leq H * \left[\theta - \frac{\theta^2}{10} \right] + 1.2$$

Avec $1.00\text{m} < H < 6.00\text{m}$

$1.00\text{m} < \theta < 3.00\text{m}$

$\sigma_{\text{sol Max}}$ en t/m^2



Cette relation est purement empirique et n'a aucune valeur scientifique ou mécanique.

C.II.4.2. Equilibre dans une nappe des petits ouvrages

Il convient de vérifier que le poids de l'ouvrage vide reste supérieur à la sous pression. Le coefficient de sécurité minimum demandé par le règlement est $F_s = 1.05$.

$$1.05 SP < G_{\text{mini}}$$

La façon la plus simple pour améliorer le coefficient de sécurité sans augmenter de trop les quantités de béton est la réalisation de débord de radier. Ainsi, l'ouvrage est en partie lesté par les terres déjaugées sur le débord. Toutefois le débord doit rester petit afin qu'il ne travaille pas en console et qu'il n'augmente pas les quantités d'armatures. Prendre la longueur du débord égale à l'épaisseur du radier permet est une bonne option. Le débord est considéré comme une console courte et il est peu armé. L'exemple suivant montre la démarche de justification de la stabilité d'un ouvrage de petit diamètre.

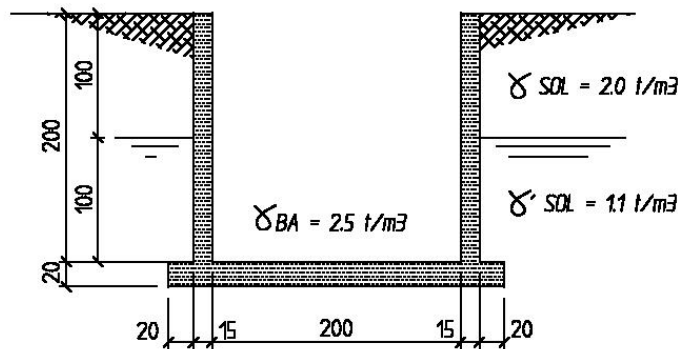


Figure N°83 : Coupe sur puits à étudier

✓ Poids de l'ouvrage

Eléments	Volume (m ³)	Poids volumique (t/m ³)	Poids (t)
Radier	$\pi * 2.70^2 / 4 * 0.20 = 1.14$	2.5	2.85
Voile	$(\pi / 4) * (2.30^2 - 2.00^2) * 2.00 = 2.02$	2.5	5.05
Terre déjaugée sur débords	$(\pi / 4) * (2.70^2 - 2.30^2) * 1.0 = 1.57$	1.1	1.72
Terre sèche sur débords	$(\pi / 4) * (2.70^2 - 2.30^2) * 1.0 = 1.57$	2.0	3.14
Eau sur débord	$(\pi / 4) * (2.70^2 - 2.30^2) * 1.0 = 1.57$	1.0	1.57
		Total :	14.3

✓ Sous pression

$$SP = \pi * 2.70^2 / 4 * 1.20 = \underline{6.84 \text{ tm}^2}$$

Dans ce cas l'ouvrage est stable et $F_s = 14.3 / 6.84 = 2.09 > 1.05$.

Comme pour la détermination approchée des contraintes apportée sous les radiers, il est possible de déterminer les coefficients de stabilité des ouvrages en fonction de leur géométrie. Afin que les données ainsi calculées soient sécuritaires, nous allons prendre certaines hypothèses pénalisantes. Le but est d'avoir le poids minimum de l'ouvrage pour une sous pression maximum.

- Le niveau de la nappe sera pris au niveau du sol.
- La hauteur maximum du voile est prise au niveau du terrain.
- L'épaisseur des voiles est prise aux valeurs courantes des buses préfabriquées. Ces valeurs sont inférieures ou égales à l'épaisseur minimum des ouvrages coulés en place. Ainsi l'ouvrage étudié sera léger.
- L'épaisseur des radiers est prise selon le diamètre. Les hypothèses seront justifiées plus loin dans le mémoire. Il s'agit d'épaisseurs courantes. Les débords sont pris à 20cm ce qui est une valeur minimale.

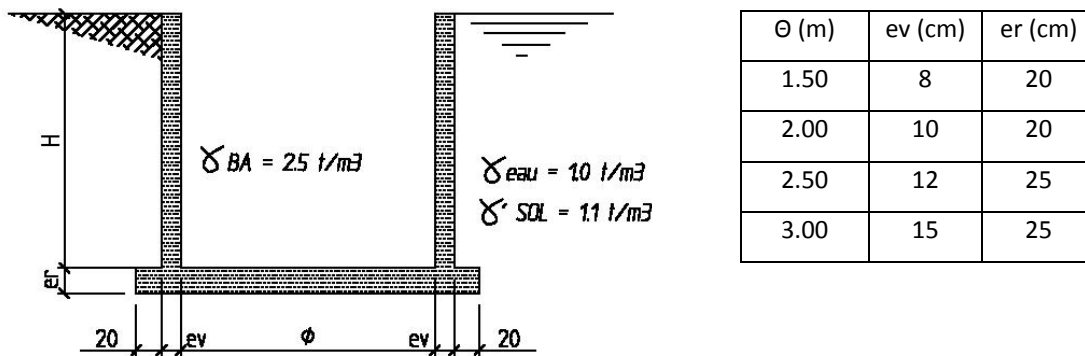


Figure N°84 : Hypothèses pour le calcul des coefficients de stabilité

Le calcul exécuté pour chacun des diamètres et chacune des hauteurs est similaire à celui de l'exemple précédent. Les valeurs barrées correspondent au coefficient d'ouvrage non stable.

Øint (m)	H : Hauteurs des voiles (m)							
	0,50	1,00	1,50	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
1.50	1.45	1.28	1.21	1.21	1.17	1.13	1.09	1.08
2.00	1.36	1.17	1.09	1.05	0.96	0.94	0.92	0.91
2.50	1.38	1.16	1.06	1.01	0.95	0.92	0.90	0.89
3.00	1.35	1.12	1.02	0.97	0.91	0.88	0.86	0.84

Figure N°85 : Coefficient de stabilité en fonction du diamètre et la hauteur des ouvrages

C.II.5. Éléments de justification pour les grands ouvrages

Contrairement aux petits ouvrages les ouvrages de grands diamètres ne sollicitent les sols que faiblement. Les contraintes dépendent essentiellement de la hauteur d'eau qu'ils contiennent. Le rapport entre la surface de contact avec le sol et le poids de la structure seule est très grand. En d'autres termes, le poids propre de la structure est insignifiant devant le poids du contenu.

C.II.5.1. Justification de la contrainte admissible de sol

Compte tenu des dimensions des ouvrages, les contraintes apportées au sol ne peuvent être considérées comme réparties. L'ouvrage n'est pas assez rigide pour permettre un tassement uniforme. Les contraintes auront donc des valeurs différentes sous le radier. Elles seront plus importantes sous les voiles. Leur répartition dépend de la raideur verticale du sol. La raideur est définie par le déplacement de l'appui élastique pour une contrainte donnée. D'une façon générale plus la raideur est faible (sol mou) plus les contraintes seront étalées et uniformes. Par contre, les tassements seront importants. Au contraire, plus le sol est dur, plus la raideur est élevée, plus les contraintes se concentrent sous les points d'application des charges.

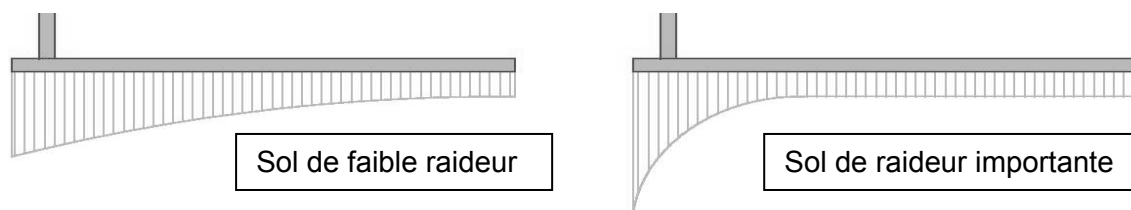


Figure N°86 : Répartition des contraintes suivant les raideurs de sol

En générale, les raideurs rencontrées dans les sols bordant les rivières sont plutôt faibles. Les couches de sol sont généralement constituées d'alluvions argileuses et limoneuses. Les raideurs les plus souvent rencontrées varient de 500 t/m^3 à 1000 t/m^3 . Pour une raideur de 1000 t/m^3 , nous pouvons traduire 1 mm de tassement pour une charge de 1.00 t/m^2 .

Comme pour les ouvrages de petits diamètres, il existe une méthode simple et approximative qui permet d'estimer la contrainte attendue sous un ouvrage. Au fil des projets, j'ai remarqué que les contraintes de pointe ne dépassent que très rarement une valeur que l'on peut évaluer au poids de la colonne d'eau dans l'ouvrage à laquelle il faut ajouter 2.0 t/m^2 .

Cet ajout prend en compte la répartition du poids des voiles et le poids du radier. Au centre de l'ouvrage, il faut simplement ajouter le poids du radier qui varie autour de 0.50 t/m^2 .

Cette estimation est valable quelque soit la raideur de sol et la précision est de l'ordre de la tonne par mètre carré.

$$\sigma \text{ (ELS)} = h_{\text{liquide}} * \gamma_{\text{liquide}} + k$$

Avec $k=2$ pour la contrainte de pointe et $k=0.5$ pour la valeur au centre

Avec h_{liquide} en m et γ_{liquide} en t/m²

Le principe de répartition des contraintes sous les radiers sera discuté plus loin dans l'analyse des paramètres dimensionnant.

C.II.5.2. Equilibre dans une nappe

L'équilibre des ouvrages de grands diamètres dans une nappe phréatique est toujours problématique et onéreux. Les différents cas d'étude envisagés ont été décrits au début de la section. Chaque cas est unique et devra faire l'objet d'une justification particulière. L'ensemble des ces ouvrages sort de cadre de ce mémoire.

Toutefois les ouvrages équipés de clapets de sous pression peuvent entrer dans le cadre à condition que le plan d'eau des ouvrages se situe au dessus du niveau maximum de la nappe.

C.III. ANALYSE DES PARAMETRES DIMENSIONNANTS

Le dimensionnement des réservoirs est conditionné par un certain nombre de paramètres liés aux matériaux, aux supports et aux conditions d'utilisations. Le but de cette section est la compréhension et l'analyse de ces paramètres afin de connaître leurs influences respectives sur le fonctionnement de la structure. Il sera ainsi possible d'évaluer dans quelle mesure ces hypothèses peuvent faire varier les résultats des calculs.

C.III.1. Densité des liquides

Au cours du cycle d'épuration des ERU, les densités des liquides varient peu. En effet, la masse volumique oscille entre 1000 kg/m^3 et 1050 kg/m^3 . Compte tenu de l'approximation faite sur la valeur de l'accélération de la pesanteur, $g=10.0 \text{ m.s}^{-2}$ et non $g=9.81 \text{ m.s}^{-2}$, nous pouvons retenir pour les calculs une force gravitaire de $G=10.0 \text{ kN/m}^3$. L'erreur commise n'est pas à l'échelle d'un calcul de génie civil.

Toutefois, pour les ouvrages de stockages des boues tels que les silos, il conviendra de retenir une densité de 15 kN/m^3 .

C.III.2. Intégration des phases de construction

Le critère de non fissuration des ouvrages est directement relié aux contraintes de traction dans les armatures de béton armé. En effet, dans les règles BAEL [12], la définition du type de fissuration est associée à la définition d'une contrainte limite de traction des armatures. Les contraintes étant linéairement liées aux allongements, un bornage restreint les allongements. Le béton étant lié aux armatures l'ouverture des fissures sera donc limitée.

Il est donc impératif de connaître les contraintes inhérentes à chacune des phases de construction. En fonctionnement normal, la somme des contraintes des phases de construction et de service devra être inférieure à la valeur assurant la limitation d'ouverture des fissures et donc l'étanchéité de l'ouvrage.

C.III.2.1. Définition des phases

Le mode de construction des ouvrages a été exposé dans le chapitre précédent. Les opérations se scindent en deux étapes principales : le coulage du radier et le coulage des voiles.

La détermination de l'influence des phases passe par l'étude des déformations de la structure pour chacune d'entre elles.

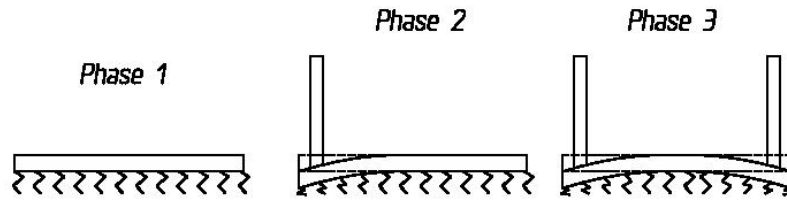


Figure N°87 : Phasage de construction d'un réservoir

La première phase concerne le coulage du radier. Celui-ci apporte une charge uniforme répartie sur l'ensemble du sol. Le radier ne souffre d'aucune sollicitation à l'exception de celle du retrait gêné et du gradient thermique. Ces paramètres seront discutés plus loin.

Dans la deuxième phase, une portion de voile est coulée. Le radier va fléchir sous le poids du béton frais. L'encastrement entre le voile et le radier n'est pas effectif. La face supérieure du radier se trouve alors tendue au droit du voile.

Dans la troisième phase, il se produit le même phénomène pour une autre portion de voile. Généralement, les bassins dont les voiles sont coulés en plusieurs fois sont suffisamment grands pour que l'influence de chacune des phases ne s'intercepte pas.

C.III.2.2. Influence sur la structure

Chaque coulage de portion induit un fléchissement du radier alors que les encastremements ne sont pas encore effectifs. Lorsque les encastremements le deviennent, il existe donc des sollicitations résiduelles de flexion dans le radier.

Il conviendra donc de calculer les sollicitations induites par les phases de construction de l'ouvrage. Dans la pratique, le modèle de calcul sera composé d'un radier sollicité dans l'axe du voile par une charge linéaire d'intensité équivalente à celle du poids du voile.

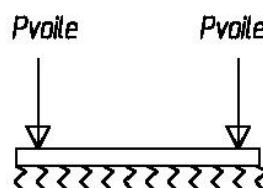


Figure N°88 : Modèle de calcul de la phase de construction

Il n'est réalisé qu'un seul calcul en considérant l'ensemble du poids du voile. Cette hypothèse est sécuritaire. Les encastremements deviennent effectifs au fur et à mesure que l'anneau se ferme. Cela apporte une rigidité d'ensemble au radier. Dans la réalité, les déformations seront moindres et par la suite les efforts le seront aussi.

Les sollicitations déterminées seront cumulées avec les sollicitations de fonctionnement de l'ouvrage. Il faudra veiller à ne pas considérer le poids des voiles dans les phases suivantes.

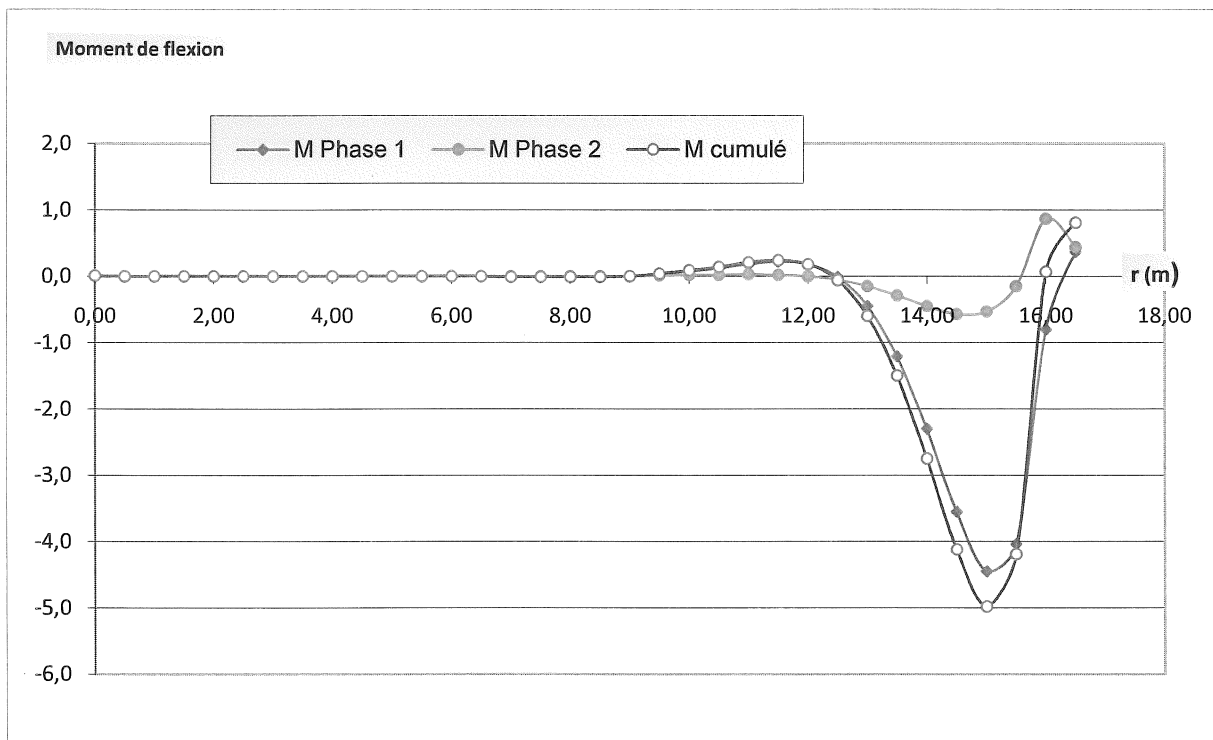


Figure N°89 : Exemple du cumul des moments

Comme le montre l'exemple ci-dessus, la sollicitation de la phase de construction notée phase 1, est loin d'être négligeable. Elle a pour conséquence de tendre la fibre supérieure du radier dans la zone proche du voile.

Il est clair que cette phase ne peut être négligée. Ses effets dépendent de plusieurs paramètres tels que la rigidité du radier ou la raideur de sol. Chaque cas est unique et il est impossible de tenir compte de cette phase par une approche simple. L'intégration de la phase devra être réalisée pour tous les dimensionnements.

C.III.3. Influence de la raideur de sol

Le module de réaction du sol est une hypothèse essentielle dans le calcul des réservoirs. Quelque soit la méthode de calcul, manuelle ou informatique, le radier est modélisé comme un élément appuyé sur des ressorts. La raideur verticale des ressorts du modèle doit s'approcher des valeurs réelles rencontrées sur le site de construction.

C.III.3.1. Calcul de la raideur et données numériques

La raideur de sol s'évalue généralement à partir des essais pressiométriques et suivant la méthode fournie par le fascicule 62 titre V [11]. Pour un sol homogène, la formule de calcul est la suivante :

$$\frac{1}{k_v} = \frac{\alpha * B}{9 * E_m} * \lambda_c + \frac{2 * B_0}{9 * E_m} * \left(\lambda_d * \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Avec α : coefficient rhéologique du sol,
B : largeur de la fondation,
Bo = 0.60 m,
 λ_c et λ_d : coefficient dépendant de la géométrie de la fondation,
Em : module moyen de déformation du sol,
Les valeurs des coefficients sont fournies en annexe B.

Les valeurs couramment rencontrées varient entre $k_{v_{\min}} = 500 \text{ t/m}^3$ pour des sols mous de type limoneux à des valeurs de l'ordre de $k_{v_{\max}} = 5000 \text{ t/m}^3$ pour des sols de type rocheux.

C.III.3.2. Analyse qualitative des effets sur la structure

En considérant le modèle de calcul de la méthode analytique exposée ci-avant, le radier du réservoir sera considéré comme une poutre de raideur constante EI appuyée linéairement sur des ressorts de raideur k et bi-encastree dans les voiles.

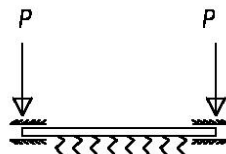


Figure N°90 : Modèle d'étude d'influence de la raideur sur le radier

Le modèle est soumis à deux chargements. Le premier est le poids du liquide dans le réservoir. Celui-ci apportant une charge répartie uniforme sur le sol, il n'engendre aucune

déformation du radier. Il sera négligé. Le deuxième est le poids des voiles sur la périphérie du radier. La déformation du radier sous ce chargement est la suivante :

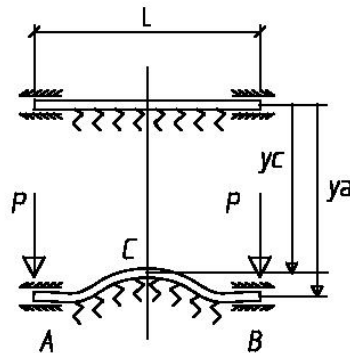


Figure N°91 : Déplacements du radier sous l'action des charges P

Dans ces conditions la RDM donne :

$$y_a = \frac{-4 * P * u}{k * L} * \frac{\sinh u * \cos u + \cosh u * \sin u}{\cosh 2u - \cos 2u} \quad \text{Déplacement aux appuis}$$

$$y_c = \frac{-2 * P * u}{k * L} * \frac{\sinh 2u + \sin 2u}{\cosh 2u - \cos 2u} \quad \text{Déplacement au centre du radier}$$

$$M_a = M_b = \frac{-P * L}{2u} * \frac{\cosh u * \sin u - \sinh u * \cos u}{\cosh 2u - \cos 2u} \quad \text{Moment aux appuis}$$

$$M_c = \frac{P * L}{4 * u} * \frac{\sinh 2u - \sin 2u}{\cosh u - \cos 2u} \quad \text{Moment au centre du radier}$$

$$u = \frac{L}{2} * \sqrt[4]{\frac{K}{EI}}$$

L'analyse des limites des fonctions renseigne sur les tendances.

✓ Dans le cas d'une raideur dont la valeur tend vers 0 :

$$k \rightarrow 0 \quad u \rightarrow 0 \quad y_a \rightarrow y_c \rightarrow (-2 * P)/(k * L)$$

$$M_a \rightarrow -P * L/12 \quad M_c \rightarrow P * L/6$$

✓ Dans le cas d'une raideur qui tend vers l'infini

$$k \rightarrow \infty \quad M_c \rightarrow 0$$

Dans ce cas de figure, la partie centrale du radier n'est pas fléchie. Seule une bande périphérique au droit du voile est soumise à un moment de flexion. Les diagrammes auront les allures suivantes.

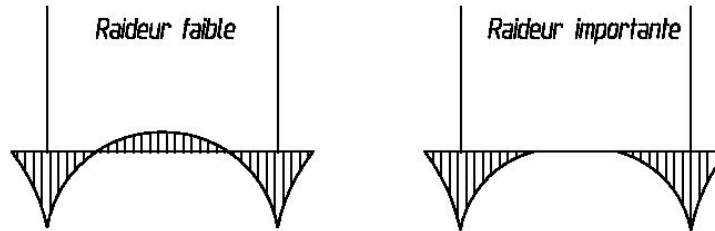


Figure N°92 : Allure des moments dans le radier en fonction de la raideur de sol

Pour un réservoir de grande dimension sur un sol suffisamment raide, la partie centrale n'est pas fléchie. L'épaisseur pourrait être réduite. Il faudra, dans ce cas, déterminer la position du point de moment nul qui délimitera la zone centrale mince de la semelle périphérique plus épaisse et capable d'équilibrer les moments en pied de voile. Plus la raideur est grande, moins la zone centrale est sollicitée.

C.III.3.3. Approche de l'influence par la pratique

Afin de caractériser l'influence de la raideur sur les ouvrages concernés par ce mémoire, quatre réservoirs de diamètres différents seront analysés pour des valeurs de raideurs balayant la gamme rencontrée.

Pour cela, nous utilisons le logiciel « Réservoirs » de Socotec. Ce logiciel permet de calculer les sollicitations et les sections d'armatures. Que ce soit pour le voile ou pour le radier, les sections de béton fonctionnent en flexion composée. Les quantités d'armatures ne sont pas linéairement liées à l'une des sollicitations M et N mais à une composition des deux. C'est pourquoi, l'exploitation des diagrammes de sollicitations est complexe dans la recherche d'une corrélation entre les quantités d'armatures et les raideurs. Nous nous appuyerons donc sur les tableaux de calculs des sections d'armatures.

✓ Hypothèses pour l'analyse

Les raideurs retenues pour l'analyse varieront de 5.0 MPa/m à 50 MPa/m. Les hypothèses de géométrie sont données sur la figure ci-dessous. Les diamètres retenus seront 5.00 m, 10.00 m, 15.00 m et 20.00 m. La hauteur de voile et de liquide sera de 5.00m. Il s'agit d' une moyenne des hauteurs rencontrées pour les ouvrages de grands diamètres.

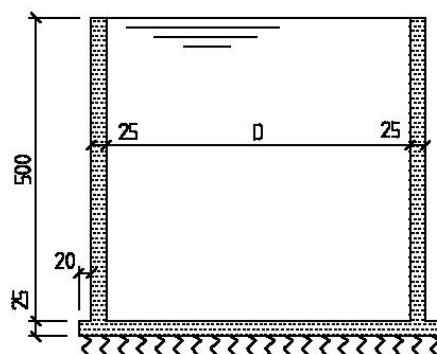


Figure N°93 : Hypothèse de géométrie pour la détermination de l'influence de la raideur

Pour les matériaux, nous retiendrons les hypothèses couramment rencontrées.

- Béton : Classe de résistance C35/45 ; $f_{c28} = 35$ MPa.
- Armatures : Nuance Fe 500, contrainte limite 180 MPa.

La finalité de cette étude étant l'analyse de l'influence de la raideur, nous ne prendrons pas en compte l'influence d'autres paramètres tels que le retrait gêné, l'influence d'une charge en tête de voile ou l'influence d'un gradient thermique. Ces facteurs pourraient fausser l'analyse.

✓ Méthode d'analyse

Pour chacun des diamètres choisis, et pour une raideur donnée, nous lançons un calcul du bassin sur le logiciel « Réservoirs ». Le logiciel fournit des tableaux de résultats dans lesquels se trouvent les sections d'armatures en fonction de l'abscisse de calcul. L'annexe H donne un exemple de l'utilisation du logiciel.

Pour chacun des tableaux de résultats, la même annexe synthétise les tableaux de sections d'armatures par diamètre et pour chacune des raideurs.

L'exploitation des résultats se fait sur la somme des quantités d'armatures pour l'élément considéré. Ainsi, nous pourrons voir l'évolution des ratios d'une raideur à l'autre.

Dans le cas du radier et pour affiner l'analyse, nous neutraliserons les quantités d'armatures calculées uniquement en traction et ne servant qu'à équilibrer l'effort tranchant en pieds de voile. Ces quantités ne sont pas influencées par la raideur et elles perturberaient l'analyse. Elles sont faciles à repérer. Quelque soit l'abscisse, elles sont identiques et se trouvent vers le centre du radier. Dans les tableaux de l'annexe H elles seront grisées.

✓ *Résultats et exploitation pour le radier*

Le tableau suivant indique les quantités d'armatures significatives sommées en cm² dans les radiers pour différentes raideurs. Ce tableau permet de tracer l'évolution des quantités en fonction des raideurs.

Kv (MPa/m)	Diamètre (m)			
	5.00	10.00	15.00	20.00
5	10.08	21.43	27.77	33.77
10	9.83	19.71	26.08	30.25
15	9.69	18.98	24.59	28.59
30	8.17	17.92	23.55	29.13
50	9.00	18.40	22.97	27.00

Figure N°94 : *Synthèses des quantités dans le radier en fonction des raideurs*

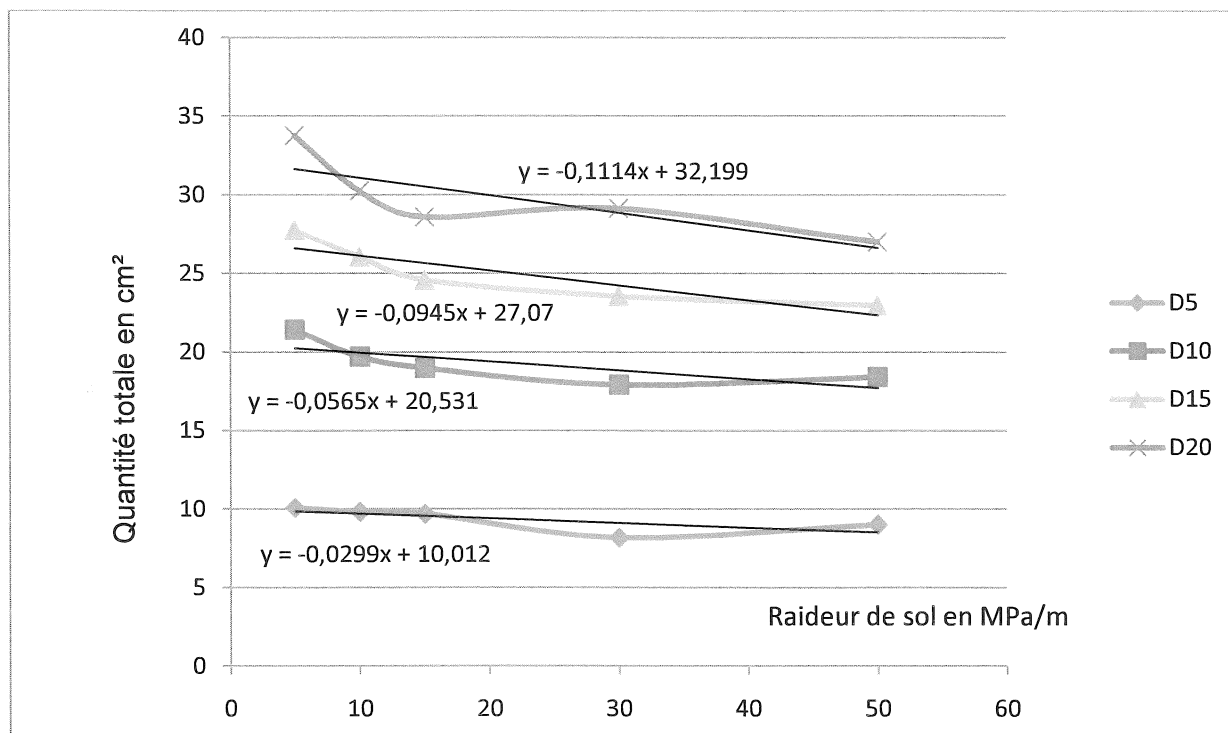


Figure N°95 : *Evolution des quantités en fonction des raideurs*

L'analyse de la figure ci-dessus montre que quelque soit le diamètre envisagé, les quantités d'armatures diminuent quand la raideur de sol augmente. Ces résultats sont en accord avec l'analyse théorique. Plus la raideur est élevée, plus les sollicitations se concentrent en pied de voile. La zone centrale du radier est de moins en moins sollicitée. D'autre part, nous pouvons constater que le phénomène s'accroît quand le diamètre augmente. Encore une fois, la pratique rejoint la théorie. Les résultats seront donc exploitables.

L'analyse des courbes montre qu'elles sont relativement linéaires quelque soit le diamètre envisagé. Ainsi, si nous connaissons les quantités d'armatures pour une raideur, il est simple de l'extrapoler pour une autre. De fait, nous avons tracé des courbes de tendances linéaires afin d'exploiter les expressions.

Diamètres	Expression de la ligne de tendance	Coefficient de corrélation r^2	Pente de la courbe
5.00m	$-0.0299 kv + 10.012$	0.50	-0.0299
10.00m	$-0.0565 kv + 20.531$	0.56	-0.0565
15.00m	$-0.0945 kv + 27.07$	0.78	-0.0945
20.00m	$-0.1114 kv + 32.199$	0.64	-0.1114

Figure N°96 : Expressions des quantités en fonction des raideurs

A partir des pentes relevées pour chacun des diamètres, nous tentons de trouver une corrélation entre la pente des courbes et les diamètres.

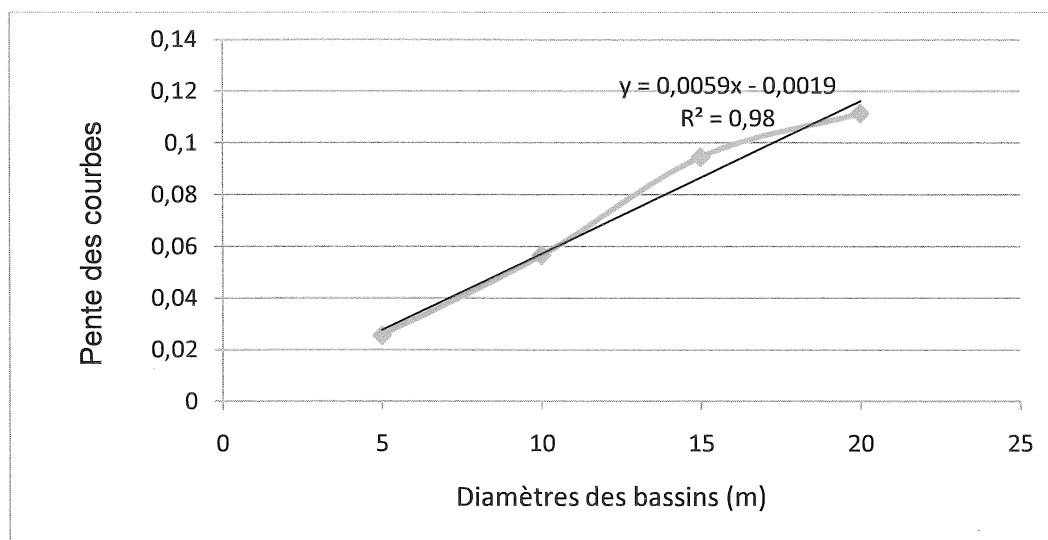


Figure N°97 : Pente des quantités en fonction des diamètres

Nous pouvons constater que la pente des courbes de tendance peut être linéairement liée au diamètre étudié. La pente de la courbe représente le pourcentage de réduction des quantités initiales. Nous simplifions l'expression de la pente en fonction des diamètres à l'expression suivante :

$$a = \frac{6}{1000} * \emptyset$$

L'erreur ainsi commise n'excède pas 0.4% sur le résultat final. Elle n'est pas significative.

✓ *Conclusions pour le radier*

Dans la suite du mémoire, les quantités d'armatures et les ratios seront étudiés pour la raideur la plus défavorable soit $k_v = 5.0 \text{ MPa/m}$. Un terme correctif dépendant du diamètre et de la raideur réelle pourra être appliqué au ratio de base. Ainsi, l'expression finale du ratio sera la suivante :

$$R(K_v, \theta) = R(K_v = 5 \text{ MPa/m}, \theta) - \Delta R$$

$$R(K_v, \theta) = R(K_v = 5 \text{ MPa/m}, \theta) - a * \Delta k_v$$

$$R(K_v, \theta) = R(K_v = 5 \text{ MPa/m}, \theta) - \frac{6}{1000} \emptyset * (k_v - 5 \text{ MPa/m})$$

Avec θ en mètre , k_v en MPa/m et $k_{v\text{max}} = 50 \text{ MPa/m}$

✓ *Résultats et exploitation pour le voile*

Nous appliquons le même raisonnement que pour le radier.

Kv (MPa/m)	Diamètres (m)			
	5.00	10.00	15.00	20.00
5	32.06	63.1	91.18	117.55
10	30.40	61.83	89.3	114.29
15	31.80	61.13	88.25	113.41
30	31.50	60.08	86.47	111.49
50	31.24	59.26	85.44	110.32

Figure N°98 : Synthèses des quantités dans le voile en fonction des raideurs

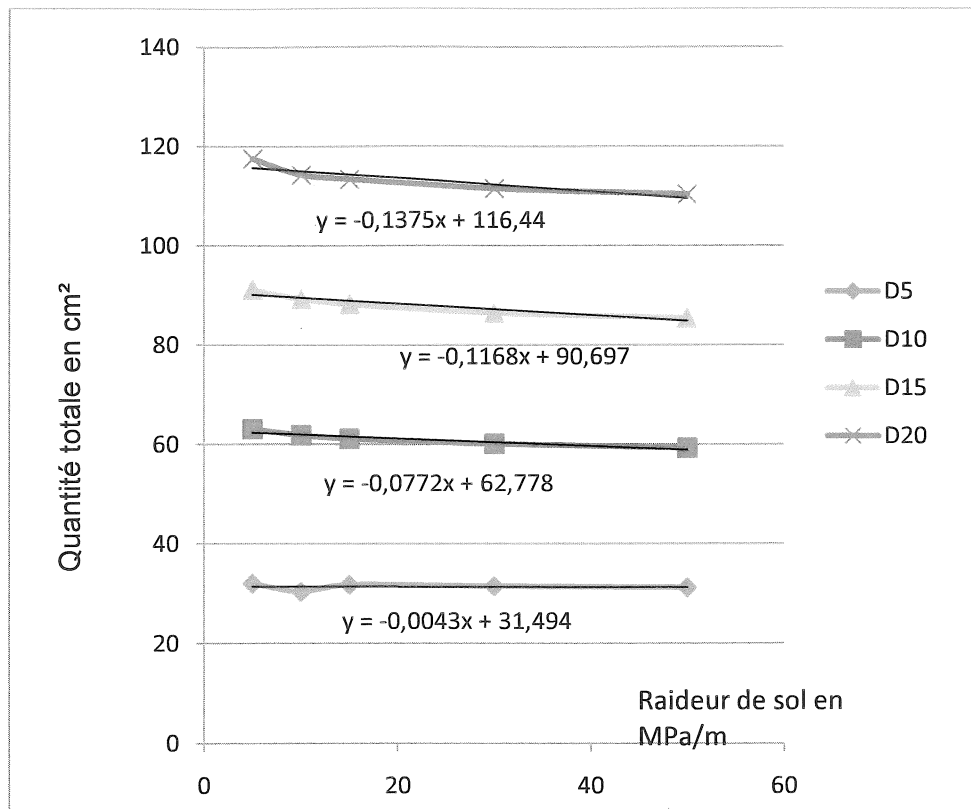


Figure N°99 : Pentes des quantités en fonction des diamètres

Comme pour le radier, l'analyse de la figure ci-dessus montre que quelque soit le diamètre envisagé, les quantités d'armatures diminuent quand la raideur de sol augmente. Ce phénomène s'explique par un enfoncement moins important du radier dans le support générant ainsi moins de rotation à la jonction du voile et du radier. Le voile est donc moins sollicité.

D'autre part, nous constatons que les quantités diminuent de façon relativement linéaire.

Diamètres	Expression de la ligne de tendance	Coefficient de corrélation r^2	Pente de la courbe
5.00m	$-0.0043 kv + 31.49$	0.84	-0.0043
10.00m	$-0.0772 kv + 62.778$	0.89	-0.0772
15.00m	$-0.1168 kv + 90.697$	0.87	-0.1168
20.00m	$-0.1375 kv + 116.44$	0.80	-0.1375

Figure N°100 : Expressions des quantités en fonction des raideurs

A partir des pentes relevées pour chacun des diamètres, nous tentons de trouver une corrélation entre la pente des courbes et les diamètres.

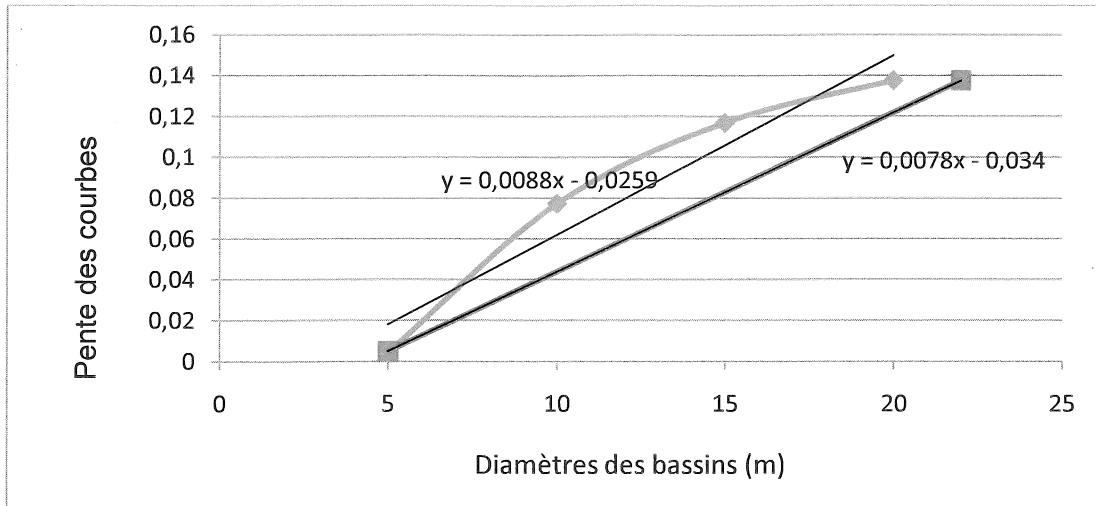


Figure N°101 : Pente des quantités en fonction des diamètres

Nous obtenons une courbe beaucoup moins satisfaisante que pour le radier. Dans ces conditions, la droite retenue sera sous la courbe et son coefficient directeur sera inférieur à celui de la tendance. Ainsi, le terme correctif donnera plus de quantité que la réalité. Cela va dans le sens de la sécurité vis-à-vis des résultats recherchés.

$$R(Kv, \theta) = R(Kv = 5MPa/m, \theta) - \left[\frac{8}{1000} \theta - \frac{35}{1000} \right] * (kv - 5MPa/m)$$

Avec θ en mètre ; kv en MPa/m et kvmax = 50MPa/m.

C.III.3.4. Conclusions sur l'influence de la raideur

La raideur de sol est un facteur relativement important dans le dimensionnement des ouvrages. Bien qu'elle ne soit que très rarement connue lors de la conception des ouvrages, elle peut faire varier les quantités d'armatures. L'écart pour la gamme d'ouvrages étudiés dans le cadre de ce mémoire peut aller jusqu'à 15% environ si l'on considère les raideurs extrêmes.

Dans la suite du mémoire, les ouvrages seront calculés avec une valeur de raideur courante et pénalisante : kv=5.0 MPa/m. Pour estimer le ratio à hypothèses équivalentes mais pour une autre raideur plus élevée, nous proposons de retenir les termes correctifs suivants.

Pour le radier :
$$R(Kv, \theta) = R(Kv = 5MPa/m, \theta) - \frac{6}{1000} \theta * (kv - 5MPa/m)$$

Pour le voile :
$$R(Kv, \theta) = R(Kv = 5MPa/m, \theta) - \left[\frac{8}{1000} \theta - \frac{35}{1000} \right] * (kv - 5MPa/m)$$

Avec θ en mètre , kv en MPa/m et kvmax = 50MPa/m

C.III.4. Influence de la poussée des terres

Les ouvrages des STEP sont rarement posés sur le sol. Pour des questions d'écoulement naturel des ERU dans la filière, mais aussi pour des questions d'intégration paysagère, les bassins sont généralement entièrement ou semi enterrés. Ils sont donc soumis à la poussée des terres qui les englobent.

C.III.4.1. Cas d'une plateforme plane est horizontale

Si la plateforme définitive est plane et horizontale, ce qui représente la majeure partie des cas, alors l'influence de la poussée des terres est négligeable. En aucun cas, elle ne devra être prise comme une action favorable qui équilibre la poussée du liquide à l'intérieur de l'ouvrage. Pour le voile, d'après le modèle de calcul suivant, la poussée des terres est simultanément reprise par un anneau et par une poutre verticale.

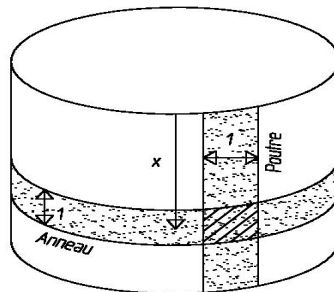


Figure N°102 : Modèle de calcul du voile sous l'effet d'une poussée

Dans ces conditions, la poussée des terres engendre un effort de compression dans l'anneau. Cet effort est favorable puisqu'il recomprime la section en traction. Il peut être négligé. D'autre part, elle engendre dans la poutre verticale, un moment qui s'oppose à celui de la poussée du liquide. Il est favorable et peut être négligé.

Toutefois, dans le cas du bassin vide, la flexion de la poutre engendre une section d'armature de flexion sur la face extérieure du voile. Si nous considérons un coefficient des terres au repos $k_0=0.5$, une densité de sol courante de 2.0 t/m^3 et une hauteur de remblaiement équivalente à la hauteur de liquide dans le bassin, alors les sollicitations engendrées seront identiques à celles du liquide. Les poussées sont équivalentes et égales à $\sigma=\gamma H$. Il suffira donc de symétriser les armatures verticales dans le voile pour intégrer la poussée des terres sur les bassins.

Le radier est seulement soumis à un effet de compression radiale qui lui est favorable. Cette sollicitation sera donc négligée.

C.III.4.2. Cas d'une plateforme en pente

Ce cas est très rare dans le cadre de l'étude des STEP. Il est souvent rencontré dans le cadre des projets de bassins d'eau potable construits à flanc de colline. Il faut alors recourir à des modèles de calculs aux éléments finis permettant de modéliser le chargement dissymétrique de poussée des terres. Ce chargement ovalise le voile du réservoir, créant ainsi des moments de flexion d'axe horizontal. Ce cas particulier sort du cadre de ce mémoire.

C.III.5. Influence des charges en tête de voiles

Les chargements en tête de voile peuvent être d'origines diverses. Pour les bassins d'aération, il s'agit du poids des passerelles permettant l'accès aux matériels électromécaniques. Pour les clarificateurs, il s'agit du poids du pont racleur qui roule sur le voile. Pour les silos à boue, les ouvrages de prétraitement, il s'agit de l'appui des dalles de couverture. Elles sont posées sur des appuis glissant permettant leur libre dilatation sous l'effet de la température. Ainsi, elles n'engendrent pas de blocages horizontaux en tête de voile.

C.III.5.1. Analyse de l'influence

Les charges en tête de voile peuvent être assimilées au poids propre des voiles. Cette charge a donc une influence sur le voile et sur le radier.

Il convient donc d'intégrer cette charge dans le dimensionnement des ouvrages puisqu'elle augmente les sollicitations.

Toutefois, cette charge a un caractère variable. Pour le calcul des armatures verticales dans le voile, elle comprime la section en flexion ce qui minimise les sections d'armatures. Il faudra donc tenir compte de cette charge pour le calcul enveloppe des sollicitations mais la négliger pour le calcul des armatures.

C.III.5.2. Données numériques pour la suite de l'étude

Afin d'établir des ratios fiables, il faut prendre en compte une charge pénalisante pour l'ensemble des ouvrages couverts par l'étude.

✓ Cas des clarificateurs

Les ponts racleurs ou suceurs fonctionnent tous de la même façon quelque soit le fournisseur. Leurs géométries ne sont que partiellement différentes. Ainsi, la charge moyenne pour cette structure métallique est de 300 kg/ml. Nous retiendrons de plus, une

charge d'exploitation sur la passerelle de 250 kg/m². Pour le diamètre étudié le plus grand de 22.00 m, la charge sur le voile sera donc :

$$p = \frac{11.00}{2} * (0.30 + 0.25) = 3.0 t$$

Cette charge sera considérée comme répartie sur une bande de 1.00 ml de voile.

✓ *Cas des dalles et des passerelles*

Pour un bon dimensionnement des dalles vis à vis des flèches, les portées ne doivent pas excéder 6.00 ml pour une dalle de 25 cm d'épaisseur. Avec un chargement d'exploitation de 250 kg/m² la charge en tête de voile sera donc :

$$p = \frac{6.00}{2} * (0.25 * 2.5 + 0.25) = 2.65 t$$

Cette charge sera considérée comme répartie sur une bande de 1.00 ml de voile.

C.III.5.3. Conclusions sur l'influence de la présence d'une charge en tête

L'influence d'une charge en tête de voile est pénalisante pour le calcul des sollicitations, mais elle doit être négligée dans le calcul des sections en flexion composée si elle est favorable. Son influence dépend de plusieurs paramètres et elle ne peut pas être approchée par un simple coefficient sur un calcul sans charge. Il conviendra donc de l'intégrer dans chacun des calculs. Pour la gamme d'ouvrages étudiés, nous pouvons retenir une valeur pénalisante de 3.0 t/ml.

C.III.6. Influence du retrait gêné

Le retrait du béton est un phénomène lié au matériau lui-même. Il se traduit par une réduction dimensionnelle en l'absence de chargement. Par conséquent, il n'a d'influence que si la réduction est empêchée.

C.III.6.1. Explication du phénomène

La réduction dimensionnelle du matériau est due essentiellement à l'évaporation de l'eau excédentaire interne. On distingue trois types de retrait.

D'abord le retrait plastique créé par la dessiccation de la pâte de ciment au début du phénomène d'hydratation. Pour remédier à ce retrait touchant essentiellement les éléments exposés tels que les radiers, il faut pratiquer la cure du béton. Elle a pour but de prévenir d'importantes fissurations.

Ensuite, se produit le retrait thermique dû aux effets des gradients de température qui se manifestent dans le béton lors de la dissipation de la chaleur d'hydratation.

Enfin, le retrait à long terme du béton durci est le retrait à proprement dit. Il est dû à l'évaporation de l'eau contenue dans le béton et, à une moindre échelle, à la poursuite de l'hydratation du liant.

Le retrait est donc une déformation différée se produisant en l'absence de charge. Il croît avec le temps pour tendre vers une limite qui dépend notamment de la composition du béton, de l'épaisseur des pièces et de l'humidité relative de l'atmosphère environnante. Dans les conditions climatiques françaises, le retrait à l'infini est règlementairement pris aux valeurs suivantes :

- ✓ $\epsilon_r = 3.10^{-4}$ en région PACA
- ✓ $\epsilon_r = 2.10^{-4}$ ailleurs.

L'expression de l'évolution du retrait unitaire dans le temps est caractérisée par la relation suivante :

$$\epsilon_r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} * \epsilon_r(\infty)$$

Dans cette expression « t » est le nombre de jours après coulage et r_m est le chemin à parcourir par l'eau afin d'arriver à la surface de la paroi. Dans la pratique, c'est la demi-épaisseur de la paroi.



Figure N°103 : Loi d'évolution du retrait en fonction du temps

Comme le montre le graphique ci-dessus, le retrait a une évolution non linéaire. La majorité du phénomène se produit au jeune âge du béton. C'est pourquoi, il est intéressant d'intégrer les phases de construction dans la définition du retrait. Le retrait non gêné, déjà réalisé lors des travaux, n'est plus à faire. Ainsi, il est possible d'optimiser les dimensionnements.

C.III.6.2. Influence sur les radiers

Le retrait du radier sera gêné par le frottement de celui-ci sur son support. Cette gêne provoque un effort de traction proportionnel à la force de frottement qui s'oppose au déplacement. Cet effort est caractérisable par le coefficient de frottement à l'interface du radier et du sol, et il dépend du poids propre du radier. Au-delà de cet effort, le radier glisserait sur son support. L'effort de traction maximal est donc indépendant de la valeur du retrait unitaire.

$$N_1 = \mu \times P_p \quad \text{avec } \mu \text{ coefficient de frottement.}$$

Dans un deuxième temps, le retrait sera gêné par l'anneau constitué par les voiles. Une partie de la traction sera bloquée par le voile. Dans la pratique, cet effort est négligé. Son approche théorique est complexe et il est sécuritaire de s'en affranchir pour le voile. Le retrait tire l'anneau vers l'intérieur générant de la compression favorable au fonctionnement de celui-ci.

Dans la pratique le calcul de l'effort de traction dans une bande de radier se fait en intégrant le poids total de la structure. Ainsi, la traction induite par le retrait dans une bande unitaire de radier de la section médiane peut être exprimée par la relation suivante :

$$N_{\epsilon r} = \frac{\mu * V_{BA} * \gamma_{BA}}{4 * R}$$

Avec V_{BA} : Volume total de béton des voiles et du radier,
 γ_{BA} : Densité du béton armé,
 R : rayon du radier,
 μ : coefficient de frottement. $\mu = 0.4$ pour une interface sol béton.

Les efforts induits par le retrait gêné dans les radiers ne sont pas négligeables. Il n'est pas rare qu'ils représentent la moitié des efforts de traction totale.

C.III.6.3. Influence sur les voiles

Si le voile n'était pas liaisonné à son support, le retrait du béton tendrait à réduire le diamètre de l'anneau. Cette variation de diamètre peut s'exprimer par la relation suivante :

$$y = \epsilon r * D$$

Afin de modéliser l'effet du retrait sur les voiles, nous recherchons un effort qui produirait le même déplacement. Cet effort est fictif. Pour un anneau chargé uniformément sur son périmètre, la RDM [5] donne la variation de diamètre suivante :

$$\Delta = \frac{2 * p * R^2}{E * \Omega}$$

Nous pouvons donc écrire l'égalité des déplacements.

$$\frac{2 * p * R^2}{E * \Omega} = 2 * \epsilon r * R$$

Pour une bande de 1.00 m nous avons $\Omega = e * 1.00m = e$

L'expression de l'effort qui provoque le même effet que le retrait est la suivante :

$$p = E * \epsilon r * e / R$$

Avec : e : épaisseur de la paroi
 E : Module de déformation du béton
 R : Rayon de la paroi
 ϵr : Retrait unitaire

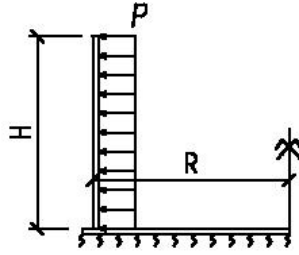


Figure N°104 : Chargement équivalent à l'effet du retrait

Dans le voile, le retrait gêné par son clavage dans le radier génère des sollicitations de même nature que la poussée du liquide. Elles peuvent être calculées par la méthode analytique en considérant la charge équivalente. Les sollicitations sont donc cumulées avec celles des autres chargements.

Pour optimiser la structure, il est possible de tenir compte des phases de construction. Il convient de retenir le retrait différentiel entre le retrait à l'infini et le retrait restant à faire par le radier. En effet, si l'ouvrage était coulé d'un seul bloc, le retrait du voile accompagnerait celui du radier sans blocage de l'un sur l'autre. Il n'existerait pas d'effort. Etant donné que le radier continue son retrait lorsque le voile est coulé, le blocage du retrait du voile vient du différentiel de retrait dans le temps. Par conséquent, la valeur de retrait à prendre en compte pour le voile est prise à j jours avec j le temps écoulé entre le coulage du voile et celui du radier.

C.III.6.4. Conclusion sur les effets du retrait

Le retrait est un facteur dimensionnant important notamment pour les radiers. Ses effets peuvent engendrer la moitié des sollicitations de traction de celui-ci. Pour réduire ces effets, il est possible d'agir sur le coefficient de frottement entre le sol et la structure, en disposant un polyane permettant une meilleure glisse de l'ouvrage sur son support. Ainsi, le coefficient de frottement peut être ramené à 0.2 ce qui a pour incidence de réduire les efforts par deux. Pour le retrait dans le voile, plus le temps séparant le coulage du radier de celui du voile sera court, moins les effets du retrait seront pénalisants.

C.III.7. Influence du gradient thermique

Les voiles des bassins séparent deux milieux différents qui sont le liquide contenu et l'air extérieur. Ces deux milieux peuvent avoir des températures différentes au cours du temps. Cette différence de température d'une face à l'autre de la paroi génère un gradient thermique à l'origine de sollicitations.

C.III.7.1. Explication du phénomène

La conduction thermique est un phénomène de transfert de chaleur induit par une différence de température entre deux régions d'un même milieu. Le transport d'énergie se fait de la région de température élevée vers la région de température basse. Ce phénomène obéit à la loi de Fourier. La densité de chaleur est donc proportionnelle au gradient de température :

$$\vec{\rho} = -\lambda * Grad(\vec{T})$$

Le coefficient λ est la conductivité thermique du matériau traversé. Appliquons cette loi au cas des surfaces planes. Faisons les hypothèses suivantes :

- ✓ Régime stationnaire : les températures ne dépendent pas du temps,
- ✓ Les plans sont à des températures uniformes,
- ✓ Les surfaces sont suffisamment grandes pour ne pas avoir d'effet de bord,
- ✓ Le flux entrant est égal au flux sortant : pas de production de chaleur.

Dans ces conditions, nous pouvons écrire l'équation de la densité de flux traversant la paroi :

$$\vec{\rho} = -\lambda * Grad(\vec{T}) = -\lambda * \frac{dT}{dx} = -\lambda * \frac{T_i - T_e}{h_0}$$

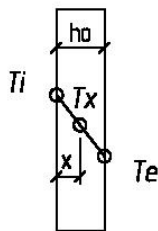


Figure N°105 : Gradient thermique dans une paroi

Le flux thermique traversant une section S de paroi est alors le suivant :

$$\phi = \frac{-\lambda * S}{h_0} * (T_e - T_i)$$

Si nous faisons une analogie électrique, le flux peut être assimilé à l'intensité et la différence de température à la différence de potentiel. Suivant la loi d'Ohm le terme $\lambda S/h_0$ correspond à la résistance. Il est la résistance thermique du matériau.

$$\Delta T = R_{th} * \phi$$

Appliquons cette théorie à un mur vertical en béton. Dans la réalité, les surfaces ne sont pas à la même température que l'air ambiant autour de la paroi. Il existe des échanges superficiels de température. La résistance thermique de la paroi est alors définie par la relation suivante :

$$R_{th} = \frac{h_0}{\lambda b} + \frac{1}{h_e} + \frac{1}{h_i}$$

λb est la conductivité thermique du béton, h_e et h_i sont les coefficients d'échanges superficiels. A partir des températures de l'air ambiant, il faut déterminer les températures à la surface des parois pour caractériser le gradient.

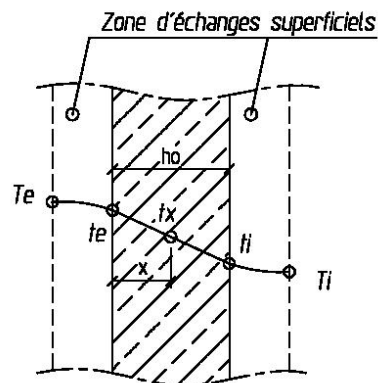


Figure N°106 : Températures de part et d'autre d'une paroi en béton

Nous pouvons écrire :

$$t_e - t_i = \frac{h_0}{\lambda b} * \frac{\phi}{S}$$

Or, l'expression du flux thermique est la suivante :

$$\phi = \frac{\Delta T}{R_{th}}$$

En remplaçant on obtient :

$$t_e - t_i = \frac{\Delta T}{R_{th}} * \frac{h_0}{\lambda b}$$

Posons l'expression du coefficient de transmission utile :

$$ctu = \frac{1}{R_{th}} = \frac{1}{\frac{1}{h_e} + \frac{1}{h_i} + \frac{h_0}{\lambda b}}$$

Nous pouvons alors écrire l'expression du gradient thermique au travers de la paroi :

$$t_e - t_i = (T_e - T_i) * ctu * \frac{h_0}{\lambda b}$$

C.III.7.2. Aspect réglementaire

L'expression du gradient thermique fournie dans l'annexe A Fascicule 74 [10] est conforme à l'expression ci-dessus. De plus, cette annexe fournit les coefficients à prendre en compte :

$$\lambda b = 1.75 \text{ W/m}^\circ\text{C},$$

$$1/h_i = 0.005 \text{ m}^2\text{C/W},$$

$$1/h_e = 0.06 \text{ m}^2\text{C/W}.$$

Notons que les coefficients d'échanges superficiels sont conformes aux valeurs fournies par le code de la construction et de l'habitat pour une paroi verticale.

C.III.7.3. Influence sur les voiles

Pour comprendre l'influence du gradient thermique sur une paroi, il faut modéliser une poutre sur deux appuis simples. Imaginons la poutre comme un empilement de feuillets élémentaires. Chacun des feuillets est soumis à une température différente dépendant du gradient. Chaque feuillet va s'allonger ou se raccourcir en fonction de sa température.

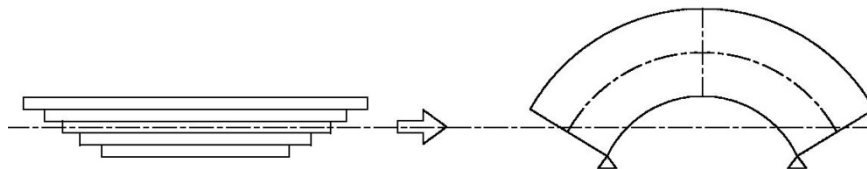


Figure N°107 : Influence d'un gradient sur une poutre isostatique

La poutre se cambre sans sollicitation extérieure et sans contrainte. Si les rotations de la poutre étaient bloquées alors il y aurait création d'un moment de flexion. C'est le cas d'une section élémentaire de voile.

Considérons un élément unitaire de longueur $2 \cdot dx$ et d'épaisseur h . Etudions les rotations élémentaires de cette section.

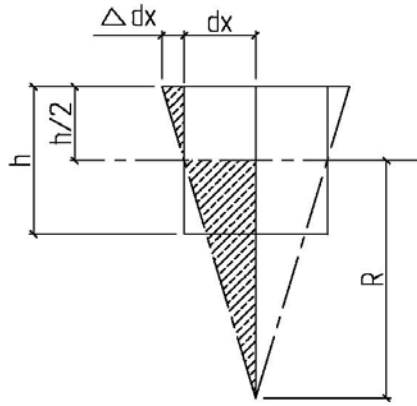


Figure N°108 : Déformation d'un élément unitaire soumis à un gradient

D'après le théorème des triangles semblables nous pouvons écrire :

$$\frac{R}{h/2} = \frac{dx}{\Delta dx}$$

$$R = \frac{dx * h}{2 * \Delta dx}$$

L'allongement relatif de la portion de longueur 2*dx est donné par la relation suivante :

$$2 * \frac{\Delta dx}{dx} = \alpha * \Delta T$$

$$R = \frac{h}{\alpha * \Delta T}$$

Pour un gradient thermique linéaire, la fibre moyenne ne subit aucune déformation. Le rayon de courbure de la fibre moyenne est donné par la relation suivante :

$$R = \frac{EI}{M}$$

Nous pouvons donc en déduire le moment de flexion dans la section induit par le blocage total des rotations :

$$M = \frac{\alpha * \Delta T}{h} * EI$$

Nous retrouvons bien l'expression du moment de flexion donné dans le fascicule 74. Dans cette expression :

$\alpha = 10^{-5}$ est le coefficient de dilatation thermique du béton,

EI est la rigidité de la section,

H est l'épaisseur de la paroi.

Notons toutefois que dans un système hyperstatique, les rotations ne sont pas totalement bloquées. Les moments seront donc plus faibles. Il est sécuritaire de considérer un blocage complet.

Les valeurs réglementaires des rigidités à prendre en considération sont définies par le fascicule 74 en fonction des sollicitations de la section. Les sollicitations traduisent l'état de

fissuration de la structure. Plus la section est fissurée, plus la rigidité est faible et plus le moment induit par le gradient sera faible. Dans certains cas, il est possible que l'inertie des armatures en place soit plus importante que l'inertie de la section fissurée seule. Il conviendra alors de retenir cette inertie.

C.III.7.4. Conclusions sur les effets du gradient

Le gradient thermique provoque dans les parois des réservoirs des moments de flexion dans chaque direction. Les armatures complémentaires doivent être positionnées du côté de la face froide. Dans la pratique, les armatures sont positionnées sur chacune des faces car les variations de températures peuvent s'inverser.

Pour les ouvrages courants et pour des épaisseurs de voile jusqu'à 25 cm, c'est généralement la rigidité de la section de béton fissurée qui est prépondérante sur la rigidité des armatures. La quantité d'armatures à mettre en place pour que leurs rigidités deviennent prépondérantes traduirait un mauvais dimensionnement de la paroi. Pour les STEP, la différence de température entre les fluides en contact avec les parois doit être prise tel que $T_e - T_i = 30^\circ\text{C}$.

Les valeurs règlementaires des moments induits par les gradients peuvent être calculées en fonction des épaisseurs de paroi et des qualités de béton. Le tableau ci-dessous est établi pour des réservoirs de classe A.

			Armatures verticales			Armatures horizontales			Commentaires
	h	te-ti °C	EI (MN.m ²)	M θ (m.t)	A _{max} /face (cm ² /ml)	EI (MN.m ²)	M θ (m.t)	A _{max} /face (cm ² /ml)	
C35/45	15cm	18	1.73	0.20	66.0	2.6	0.30	-	1 seule nappe d=0.07 m
	20cm	20	4.03	0.40	22.0	6.1	0.51	30.0	d=0.15 m/c=0.10 m
	25cm	21	7.88	0.66	19.0	11.8	1.00	26.0	d=0.20 m/c=0.15 m
C40/50	15cm	18	1.80	0.21	66.0	2.7	0.31	-	1 seule nappe d=0.07 m
	20cm	20	4.44	0.44	24.0	6.3	0.62	31.5	d=0.15 m/c=0.10 m
	25cm	21	8.30	0.69	20.0	12.4	1.04	27.5	d=0.20 m/c=0.15 m
La section d'armature maximale par face traduit le domaine de validité du moment.									

Figure N°109 : Récapitulatif des moments induits par les gradients pour les ouvrages courants

C.III.8. Conclusion sur les influences des paramètres

Les différents paramètres étudiés ont des influences plus ou moins importantes sur les sollicitations dans la structure. Nous pouvons les classer en trois catégories suivant leurs importances.

✓ *Paramètres peu importants*

La variation de la densité des liquides rencontrés tout au long de la filière d'épuration n'a pas d'influence significative sur les dimensionnements. En revanche, pour les silos à boues la densité du contenu peut varier fortement. Ces ouvrages n'entreront pas dans le cadre du mémoire.

La poussée des terres sur les voiles n'aura pas d'influence si la plateforme de remblaiement des ouvrages est plane. Dans le cas contraire, l'ouvrage demandera une étude spécifique. Ce type d'ouvrages n'entrera pas dans le cadre du mémoire.

✓ *Paramètres relativement importants*

La raideur de sol est un paramètre non fondamental dans le dimensionnement des ouvrages concernés par ce mémoire. Les raideurs les plus faibles donnent les quantités d'armatures les plus importantes. Les variations attendues des quantités d'armatures sont comprises entre 0 et 15% environ pour la gamme d'ouvrages étudiés dans ce mémoire et pour des raideurs extrêmes variant de 5.0 MPa/m à 50 MPa/m.

La présence d'une charge en tête de voile est un facteur relativement important. Toutefois, ses effets sont proportionnels à la densité de charge. Pour les STEP étudiés, les chargements sont peu importants au vue de l'épaisseur des structures. Pour l'étude des ratios d'armatures, nous modéliserons systématiquement une charge de 3.0 t/ml en tête de voile.

✓ *Paramètres fondamentaux*

L'intégration dans le dimensionnement des phases de construction pour la détermination de contraintes résiduelles est un facteur fondamental dans le dimensionnement d'un réservoir. La phase de construction peut donner jusqu'à 80% des quantités d'armatures à mettre en place dans un radier. Cette phase sera donc systématiquement modélisée dans les calculs.

Les effets du retrait gêné ont une influence très importante dans le radier. Toutefois, ils peuvent être optimisés en fonction du décalage de temps entre le coulage du radier et celui du voile. Pour le voile, ils se cumulent à la poussée du liquide. Le retrait sera systématiquement pris en considération dans les calculs.

Enfin, les effets du gradient thermique ne s'appliquant qu'aux voiles ont aussi un impact important sur les quantités d'armatures. Les moments de flexion générés se cumulent aux efforts en place. Le gradient sera important pour le calcul des cerces car il crée une flexion composée avec traction particulièrement pénalisante pour des sections en béton avec limitations de la fissuration.

C.IV. ASPECT REGLEMENTAIRE

C.IV.1. Règlementation en vigueur

A la date du début de rédaction de ce mémoire, les règlements en vigueur concernant la justification des réservoirs en béton armé des marchés publics sont le Fascicule 74 [10], le Fascicule 62 Titre V [11], et le BAEL91 révisé 99 [12].

C.IV.1.1. Classification des ouvrages

Le fascicule 74 classe les ouvrages selon le principe de réalisation de leur étanchéité.

✓ *Classe A*

Il s'agit des ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule. Cela représente la majorité des ouvrages des STEP. Bien entendu, les ouvrages doivent être coulés en place et ils doivent être justifiés en limitant l'ouverture des fissures selon les règles dictées plus loin.

✓ *Classe B*

L'étanchéité des ouvrages est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation. Dans ce cas, les justifications peuvent être conduites selon les règles BAEL seulement. L'ouverture des fissures bien que limitée sera compensée par le revêtement additionnel.

✓ *Classe C*

L'étanchéité des ouvrages est assurée par un revêtement d'étanchéité. Contrairement à l'imperméabilisation, l'étanchéité retient les liquides à elle seule. Le support n'est là que pour assurer la fonction mécanique.

✓ *Classe D*

Il s'agit des ouvrages construits à partir des éléments préfabriqués. Bien que ces ouvrages appartiennent à une classe particulière, ils doivent satisfaire à toutes les prescriptions énoncées pour les ouvrages coulés en place. Il est seulement admis que l'épaisseur des éléments structuraux puisse être réduite jusqu'à 8 cm si le béton est de classe C30/37. Cette réduction est admise car la précision de réalisation des éléments préfabriqués est meilleure. Ces ouvrages devront être étanchés ou imperméabilisés selon les hypothèses de fissuration retenue.

C.IV.1.2. Sollicitations à considérer

✓ *Actions à prendre en compte*

- Charges permanentes G

- Poids propre du béton de l'ouvrage.
- Poids des équipements fixes et superstructure
- Retrait gêné.

- Charges variables Q

- Poids et pression du liquide contenu.
- Charges dues à l'exploitation de l'ouvrage.
- Charges au moment de la construction.

- Charges de neige S_n

Etant donné que les ouvrages des STEP sont généralement ouverts, la charge de neige n'est généralement pas dimensionnante. Sur les passerelles et autres planchers techniques, elle est généralement couverte par la charge d'exploitation.

- Charges de vent

Il est rare que le vent soit pris en considération dans le dimensionnement des ouvrages. En effet, les réservoirs sont massifs, peu élancés et de faible hauteur. Les actions du vent sont anecdotiques devant les autres sollicitations.

- La température T

Les effets de la température se composent de deux actions. La première est la dilation induite par les variations de température uniforme. Compte tenu du rôle de contenance des ouvrages, il n'est pas possible de prévoir de joint de dilatation. Il faudra être vigilant aux éléments exposés telles que les passerelles. Dans tous les cas, pour s'affranchir de fissuration, il conviendra de retenir le pourcentage minimum d'armatures de traction pour ces éléments.

La deuxième est l'effet des gradients thermiques. Il convient de retenir une différence de température des fluides de 30°C.

- Charges accidentelles

Pour les réservoirs, les chargements accidentels se constituent essentiellement du niveau des plus hautes eaux exceptionnelles qui peuvent soulever l'ouvrage.

Dans les zones concernées par le séisme, le maître d'ouvrage devra définir la classe sismique des ouvrages. Sauf cas exceptionnel, les bassins sont classés A : classe pour laquelle aucune disposition particulière n'est retenue pour assurer la sécurité des personnes qui ne séjournent pas dans les ouvrages.

✓ *Sollicitations*

Le fascicule 74 retient le principe de dimensionnement aux états limites. Ainsi, il convient d'établir les calculs à l'ELU et à l'ELS. Cependant, l'ELU n'est pas déterminant devant l'ELS. L'état limite de service d'ouverture des fissures est déterminant pour le ferrailage d'un réservoir.

✓ *Combinaisons d'actions*

- ELU – Fondamentales (Non dimensionnantes)

1.35	G	+	1.5 (Q+ Ψ_0 *T)	+	W' (et/ou S_n)	avec $\Psi_0 = 0.6$
1.35	G	+	1.5 W' (et/ou S_n)	+	1.3*(Q+ Ψ_0 *T)	
1.00	G	+	1.5*W' (et/ou S_n)	+	1.3* Ψ_0 *T	

- ELU – Accidentelles

$$G + Q + F_A + 0.6*T$$

- ELS – (Dimensionnantes)

$$G + Q + T$$

$$G + W \text{ (et/ou } S_n) + 0.6*T$$

C.IV.2. Les conditions minimales

C.IV.2.1. Matériaux de construction

✓ Béton

Le fascicule 74 autorise l'utilisation de béton choisi parmi les classes C25/30 à C60/75 avec un dosage minimum en ciment à 350 kg/m³. Dans le cadre de la construction d'une STEP et d'un point de vue de la norme EN206-1, il faudra s'orienter vers des bétons de classe d'environnement XA2 ou XA3 : classe d'agressivité chimique modérée ou forte. Cette contrainte réduit le nombre de classes utilisables.

Classe d'environnement	XA2	XA3
Rapport Eau / Ciment	0.5	0.45
Classe de résistance minimale	C35/45	C40/50
Teneur minimale en liant (kg/m ³)	350	385
Additions maxi	0.15	0.00
Diamètre maxi des granulats	Dmax=20mm	
Classes de chlorures	Cl 0.40	
Teneur maximale en ions chlorure (Cl ⁻) rapportée du béton chlorure à la masse de ciment	0.40%	

Figure N°110 : Caractéristiques minimales des bétons de STEP

Pour les ouvrages de classe A, l'épaisseur du béton sera de 15 cm au minimum. Pour les classes B et C elle sera de 12 cm.

✓ Acier

La nuance minimale requise est la nuance FE500 pour les aciers de type HA.

C.IV.2.2. Condition de non fragilité

✓ *Diamètres, espacements et quantités minimum d'armatures*

Le fascicule 74 impose différentes conditions sur les espacements et les diamètres des barres utilisées pour armer les structures des réservoirs. Ces conditions sont récapitulées dans le tableau suivant et elles sont appliquées aux cas courants.

Conditions		Voile			Radier	
		Ep 15cm	Ep 20cm	Ep 25cm	Ep 20cm	Ep 25cm
Armatures en seule nappe		oui	non	non	non	non
Armatures en deux nappes		non	oui	oui	oui	oui
Diamètre mini (mm)	$\Phi \geq 8 \text{ mm}$	8	8	8	8	8
Diamètre maxi (mm)	$\Phi \leq h_0 / 10$	14	20	25	20	25
Espacement maximum pour les parois au contact du liquide (m)	$s \leq \min \{1.5 \cdot h_0 ; 0.20\}$	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Espacement maximum pour les autres parois	$s \leq \min \{1.5 \cdot h_0 ; 0.33\}$	0.22	0.30	0.33	0.30	0.33
%mini pour les cerces pour un C35/45 (cm ² /ml)	$\rho = A / (b \cdot h) \geq f_{t28} / f_e$	8.1	10.8	13.5	-	-
%mini par face et par direction des aciers de flexion pour un C35/45 (cm ² /ml)	Maximum de $A/(b \cdot h) \geq 0.23 \cdot f_{t28} / f_e$ et $0.125 \% b \cdot h$	1.8	2.5	3.1	-	-
%mini des aciers de flexion pour un C35/45 dans les deux directions (cm ² /ml)	Maximum de $A/(b \cdot h) \geq 0.23 \cdot f_{t28} / f_e$ et $0.125 \% b \cdot h$	-	-	-	5.0	6.25
%maxi (cm ² /ml)	$A/(b \cdot h) < 2\%$	30	40	50	40	50
Proportion des cerces intérieures	$A_{\text{hinf}} \leq 0.5 \cdot A_h$	La section des cerces intérieures doit représenter la moitié de la section totale.			-	-
Proportion des cerces extérieures	$A_{\text{hsup}} \geq 0.5 \cdot A_v$	La section des cerces extérieures doit représenter plus de la moitié de la section des verticaux			-	-
Proportion des verticaux sur chaque face	$A_v \geq 0.25 \cdot A_h$	La section des verticaux doit représenter le ¼ de la section des cerces			-	-

Figure N°111 : Synthèses des conditions de non fragilité

✓ *Recouvrement des aciers*

Il convient de recouvrir les aciers de façon alternée. Le fascicule 74 définit la proportion de barres en recouvrement suivant le type de sollicitation de la section.

Pour les sections soumises à un effort de traction ou à une traction composée tel que l'excentricité du chargement reste inférieure à la demi-épaisseur de la paroi, les barres devront être recouvertes par tiers. C'est le cas des cerces. Dans tous les autres cas les barres devront être recouvertes par demi.

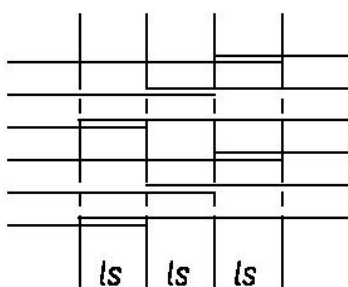


Figure N°112 : Principe de recouvrement alterné par tiers

Afin d'optimiser la surconsommation d'armatures liée aux recouvrements des barres, les longueurs de scellement des aciers seront calculées aux états limites de service. Le calcul sera détaillé plus loin car il dépend des contraintes admissibles dans les aciers.

C.IV.3. Les justifications réglementaires

Le fascicule 74 demande la limitation des contraintes de traction à la fois pour le béton et pour les armatures. Ces limitations ont pour objectifs de réduire l'ouverture des fissures dans les parois. La fissuration aurait pour conséquence la perte d'étanchéité de l'ouvrage. De plus, il conviendra d'appliquer les règles du BEAL concernant les justifications vis-à-vis des efforts tranchants.

C.IV.3.1. Justification des contraintes béton

✓ Justification des contraintes de traction dans le béton

Cette vérification n'est à effectuer que pour les sections tendues et pour la face en contact avec le liquide. Le calcul est réalisé en section homogénéisée supposée non fissurée. La contrainte de traction ainsi calculée doit rester inférieure à la contrainte limite suivante :

$$\sigma_b \leq 1.1 \cdot \theta \cdot f_{t28}$$

Avec	$\theta = 1$	en traction simple
	$\theta = 1 + 2 \cdot e_0 / 3 \cdot h_0$	en flexion composée si $e_0 \leq h_0$ et $e_0 := M / N$
	$\theta = 5/3$	dans les autres cas

Il est à noter que le règlement autorise le dépassement de la contrainte limite de traction du béton telle qu'elle est définie dans le BAEL. Pour les sections en flexion composée, le dépassement de contrainte peut s'expliquer par la compression d'une partie de la section. La fissure ne traverse pas la section.

Pour les sections en traction pure, la contrainte limite est majorée de 10%. Une explication possible est le mode de détermination de la contrainte réglementaire du BAEL. Cette résistance est déterminée à partir de trois types d'essais : traction directe, traction par flexion, traction par fendage. La contrainte f_{t28} correspond à la résistance en traction directe. Très souvent, la résistance en traction est estimée par un essai de traction par fendage et elle est généralement supérieure à la valeur trouvée en traction directe. Il est possible que le règlement tienne compte de l'incertitude sur la détermination de ce paramètre et qu'il majore sa valeur.

✓ Justification des contraintes tangentés

Cette justification est effectuée à l'ELU. Elle consiste à comparer la contrainte tangente ultime à une valeur planchée en-dessous de laquelle il n'est pas nécessaire de prévoir d'armatures d'efforts tranchant en application de l'article « A.5.2.2 » du BAEL. La condition s'écrit :

$$\tau_u \leq \tau_{ulim} = \frac{0.07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Dans le cadre du dimensionnement des réservoirs courants visés par ce mémoire, cette condition sera toujours vérifiée. Dans la plupart des cas, pour alléger les calculs, les

combinaisons ELU non dimensionnantes pour les réservoirs ne sont pas envisagées. Pour accéder à la contrainte tangente ultime, nous proposons de retenir la contrainte ELS majorée de 50%.

C.IV.3.2. Justifications des contraintes dans les armatures

✓ Expression de la limitation

Toujours dans le but de limiter l'ouverture des fissures, le fascicule 74 limite la contrainte de traction dans les armatures à la valeur suivante :

$$\sigma_s \leq \alpha \sqrt{\eta * f_{t28} / \Phi} + \beta * \eta \leq 200 \text{ MPa} .$$

Dans cette expression, η est le coefficient d'adhérence de l'acier. Les valeurs à considérer sont les suivantes :

$\eta = 1.6$ pour les barres à haute adhérence,

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

Le terme β est un coefficient qui tient compte de l'agressivité de l'environnement. Les valeurs à prendre en compte sont les suivantes :

$\beta = 0$ pour les ouvrages à la mer ou à proximité de la mer, et pour les parties enterrées d'ouvrage lorsque l'eau est saumâtre,

$\beta = 30$ dans les autres cas où la paroi est en contact permanent avec l'eau ou dans une atmosphère saturée.

Le terme α est un coefficient qui dépend du type de structure d'étanchéité. Il est défini dans le DTU14.1 relatif aux travaux de cuvelage [15]. Le fascicule 74 impose la valeur $\alpha=240$ quelle que soit le type d'étanchéité. Dans le DTU 14.1, cette valeur correspond à une structure mécaniquement étanche par elle-même avec une ouverture moyenne probable de fissure inférieure au dixième de millimètre.

Enfin , Φ est le diamètre de la barre en mm et f_{t28} est la contrainte limite de traction du béton à 28 jours.

L'expression de la contrainte limite de traction dans l'armature dépend de cinq paramètres dont le diamètre de la barre. Ceci implique le calcul systématique des contraintes à partir de la section mise en œuvre. Concernant les longueurs de scellements

des barres, elles peuvent être calculées selon la contrainte limite de la barre. Ainsi, elles seront réduites par rapport aux longueurs standards déterminées à ELU.

✓ *Longueurs de scellement réduites*

L'expression de la longueur de scellement à l'ELU est donnée par l'expression suivante :

$$l_{selu} = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_{su}}$$

D'une part cette expression est établie pour la contrainte ultime f_e dans l'acier. Si l'acier travaille à une contrainte inférieure σ_s , alors la longueur de scellement peut être réduite au prorata des contraintes. Le coefficient à appliquer est alors $k_1 = \sigma_s / f_e$.

D'autre part, la longueur de scellement ELU est établie pour des chargements pondérés à l'ELU. Les pondérations ELS étant plus faibles, la longueur de scellement ELS réduite devra être majorée au prorata des efforts de traction ELU et ELS dans la barre. Ce rapport varie de 1.35 à 1.50 suivant la proportion de charges permanentes et d'exploitation. S'agissant d'un facteur multiplicatif, nous retiendrons de façon sécuritaire la valeur $k_2 = 1.5$.

L'expression de la longueur de scellement ELS devient alors la suivante :

$$l_{selu} = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_{su}} * \frac{\sigma_s}{f_e} * 1.5$$

$$l_{selu} = \frac{\emptyset * \sigma_s}{4 * \tau_{su}} * 1.5$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28}$

$\psi = 1.5$ pour les aciers HA et $\psi = 1.0$ pour les aciers doux

✓ *Tableaux de synthèse pour les cas courants.*

Les hypothèses courantes sont les suivantes :

- Acier de nuance Fe500 de type HA - $\psi = 1.5$
- Classe de résistance C35/45 (XA2) et C40/50 (XA3)
- Armatures utilisées supérieures ou égales à 8 mm et inférieures à 25 mm.

DIAMETRES DES BARRES		HA8	HA10	HA12	HA14	HA16	HA20	HA25	COMMENTAIRES		
$\beta = 30$	C35/45	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	200	200	192	181	173	160	148		
		$L_{s_{els}}$ (Cm)	16	21	24	26	28	33	38		
		2. $L_{s_{els}}$ (Cm)	32	42	48	52	57	66	76	TOUS RCVT SAUF CERCES	
		3. $L_{s_{els}}$ (Cm)	49	62	71	78	85	98	114	RCVT DES CERCES	
	C40/50	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	200	200	200	189	179	166	153		
		$L_{s_{els}}$ (Cm)	15	19	22	24	27	31	35		
		2. $L_{s_{els}}$ (Cm)	30	37	44	49	53	61	71	TOUS RCVT SAUF CERCES	
		3. $L_{s_{els}}$ (Cm)	44	56	67	73	80	92	106	RCVT DES CERCES	
	$\beta = 0$	C35/45	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	176	158	144	133	125	112	100	
			$L_{s_{els}}$ (Cm)	15	16	18	19	21	23	26	
			2. $L_{s_{els}}$ (Cm)	29	32	36	38	41	46	51	TOUS RCVT SAUF CERCES
			3. $L_{s_{els}}$ (Cm)	44	49	53	58	62	69	77	RCVT DES CERCES
C40/50		$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	186	166	152	141	131	118	105		
		$L_{s_{els}}$ (Cm)	14	15	17	18	19	22	24		
		2. $L_{s_{els}}$ (Cm)	28	31	34	36	39	44	49	TOUS RCVT SAUF CERCES	
		3. $L_{s_{els}}$ (Cm)	41	46	51	55	58	65	73	RCVT DES CERCES	

Figure N°113 : Contraintes limites dans l'acier et longueur de recouvrement pour les cas courants

C.IV.3.3. Conclusion pour l'aspect réglementaire

Indépendamment du dimensionnement mécanique de la structure, l'aspect réglementaire peut avoir une influence sur les quantités d'armatures à mettre en œuvre en place dans les structures.

Dans un premier temps, les pourcentages minimaux et conditions minimales sur l'espacement des barres peuvent avoir une influence sur l'évolution des ratios d'armatures. En effet, lorsque les réservoirs de différents diamètres seront armés pour respecter les conditions minimales et pas d'un point de vue mécanique, alors l'évolution globale des ratios va former un pallier. Le repérage de ce pallier sera indispensable à l'analyse des tendances. Sans cela, les interpolations pourraient être faussées.

Dans un deuxième temps, la limitation des contraintes dans les armatures peut avoir une influence significative sur les quantités d'armatures. Pour un dimensionnement à l'ELS et pour une sollicitation identique, les quantités d'armatures sont proportionnellement liées aux contraintes limites. Dans la suite du mémoire, nous n'étudierons pas les réservoirs pour les ouvrages à la mer ou lorsque l'eau est agressive ($\beta=0$). Les ratios d'armatures seront approchés par un terme correctif. Le coefficient multiplicatif dépend de la classe de résistance du béton et du diamètre de l'acier :

$$k_{reg} = \frac{\sigma(\beta = 30, \theta)}{\sigma(\beta = 0, \theta)}$$

Le tableau suivant donne les valeurs de k_{reg} pour les classes de bétons couramment utilisées.

	HA8	HA10	HA12	HA14	HA16	HA20	HA25
C35/45	1.13	1.26	1.33	1.36	1.39	1.43	1.48
C40/50	1.07	1.20	1.31	1.34	1.37	1.40	1.45

Figure N°114 : Coefficient correctif pour le prise en compte de l'environnement

Il conviendra de choisir le coefficient en fonction du plus gros diamètre utilisé.

C.V. ELEMENTS DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

Suite à l'analyse des paramètres dimensionnant et à la caractérisation des ouvrages il est maintenant possible de définir les épaisseurs des parois des ouvrages et d'établir les ratios d'armatures qui en découlent. Nous établirons ces données dans le cadre de la classification des ouvrages déjà établie.

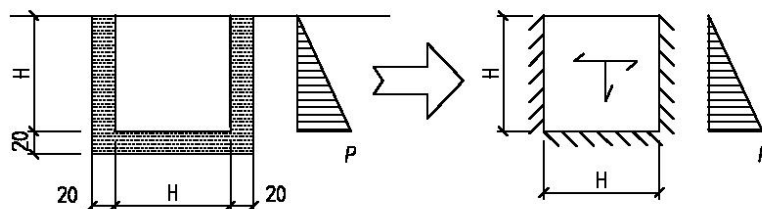
C.V.1. Ouvrages non circulaires

C.V.1.1. Le dégrilleur

Les dégrilleurs se présentent généralement sous la forme d'une cuve à base rectangulaire. Ces ouvrages sont de classe A au sens du fascicule 74, c'est-à-dire que la structure doit être étanche par elle-même. Ils sont donc soumis aux conditions minimum d'armatures. L'épaisseur courante des voiles est généralement de 20cm.

Le dimensionnement de ces ouvrages repose sur un système de plaques encastées entre elles. En effet, si les parois sont rotulées entre elles alors il y a rotation des plaques les unes par rapport aux autres. Ceci induit des fissures et donc une perte d'étanchéité.

A partir des armatures des conditions minimum d'une plaque carrée encastée sur trois de ses côtés et soumise à une charge surfacique triangulaire, nous allons déterminer les dimensions maximum de celle-ci.



La charge P correspond soit à la poussée de l'eau intérieure sur la paroi, soit à la poussée des terres extérieures sur cette même paroi mais dans la direction opposée. Si l'on considère un coefficient de poussée des terres au repos de 0.5 avec une densité de sol de 2.0t/m^3 , alors la poussée est identique à celle de l'eau.

$$p = \gamma \cdot H \quad \text{avec } \gamma = 1.0 \text{ t/m}^3 \quad p = H \text{ en t/m}^2.$$

La quantité d'armatures minimum à mettre en œuvre est défini par le ratio minimum de 0.125% par face, soit $A_{\text{mini}} = 0.125 \times 20 = 2.5\text{cm}^2/\text{ml}$. Nous retiendrons donc des armatures HA8e=20cm soit $2.5\text{cm}^2/\text{ml}$. La condition sur l'espacement et celle sur le diamètre du fil est aussi respectée : fils de 8mm minimum espacés de 20cm maximum.

Dans ces conditions, nous pouvons déterminer le moment résistant de la section en flexion simple.

$$b=1.00\text{m} \quad h=0.20\text{m} \quad d=0.16\text{m} \quad f_{c28}=35\text{MPa} \quad f_e=500\text{MPa} \quad n=15$$

$$A = 2.5\text{cm}^2 \quad A' = 2.5\text{cm}^2 \quad N= 0 \text{ t} \quad \underline{MR = 0.75 \text{ m.t}}$$

Avec l'expression du moment fléchissant maximum de la plaque nous pouvons déterminer la valeur H.

$$M_{\max} = \beta_2 \times p \times H^2 = \beta_2 \times H^3 \quad \text{et} \quad \beta_2 = 0.035 \quad [5]$$

$$H = (0.75 / 0.035)^{1/3} = \underline{2.78 \text{ m.}}$$

Nous pouvons constater que cette valeur est nettement plus importante que les dimensions enveloppes des ouvrages courants. Nous pouvons donc déterminer le ratio d'armatures à partir des quantités des conditions minimum du fascicule 74.

Une plaque de 1.00m² armé à partir de HA8e=20cm dans les deux directions et par face fait intervenir un linéaire de barres :

$$L = 2 \times 2 \times 5 \times 1.00\text{ml} = 20\text{ml}$$

Par retour d'expérience, nous considérons une marge de 20% pour les recouvrements divers et les U de fermeture. Avec un poids linéaire de 0.395 kg/ml pour le HA8, le ratio peut être estimé à :

$$R = 1.2 \times 20 \times 0.395 / 0.20 = 47.4 \text{ kg/m}^3$$

soit R=50 kg/m³ avec e_v = 20cm pour des parois de dimensions inférieures à 2.80x2.80 m²

C.V.1.2. Le canal de comptage

Les canaux de comptage se présentent sous la forme deux regards d'about reliés par un canal en forme de U. Ce sont les regards d'abouts qui présentent les géométries les plus imposantes. Leurs modes de dimensionnement sont identiques à ceux des parois des dégrilleur : nous pouvons donc appliquer le même raisonnement.

Les dimensions enveloppes des plaques définies ci-avant sont supérieures aux dimensions courantes des regards d'about. Nous pouvons donc retenir le même ratio d'armatures et le généraliser à l'ouvrage entier.

R=50 kg/m³ avec e_{paroi} = 20cm des parois de dimensions inférieures à 2.80x2.80 m²

C.V.2. Ouvrages de petits diamètres

C.V.2.1. Généralités

Les ouvrages de petits diamètres sont très semblables en géométrie. La classification établie dans le second chapitre donne la plage de dimensions de cette catégorie.

$1.50 \text{ m} < \theta < 3.00 \text{ m}$ $0.80 \text{ m} < h_{\text{voile}} < 6.50 \text{ m}$
--

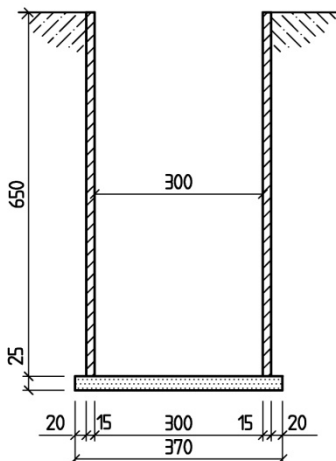
Il existe deux façons de réaliser ces ouvrages. La première consiste à utiliser des éléments préfabriqués pour les parois verticales. La seconde consiste à couler les ouvrages en place. L'étude des ratios sera faite suivant ces deux catégories de mise en œuvre.

C.V.2.2. Les ouvrages préfabriqués

Pour ces ouvrages l'étude du radier est réalisée en le considérant comme une plaque simplement appuyée sur ses bords. Pour des radiers d'ouvrage de diamètres inférieurs à 2.00m, l'épaisseur retenue sera de 20cm. Pour des radiers d'ouvrage de diamètres compris entre 2.00 et 3.00m, l'épaisseur retenue sera de 25cm.

Afin de déterminer le ratio d'armatures de ce type d'ouvrage, nous allons calculer ces radiers dans leurs conditions les plus défavorables.

✓ Cas du radier de 25cm avec un ouvrage de 3.00m de diamètre



Eléments	Volume (m ³)	γ (t/m ³)	Poids (t)
Voile	$(\pi / 4) * (3.30^2 - 3.00^2) * 6.5 = 9.7$	2.5	24.2
Terre sur débords	$(\pi / 4) * (3.70^2 - 3.30^2) * 6.5 = 14.3$	2.0	28.6

Figure N°115 : Coupe sur l'ouvrage à étudier et chargements

La contrainte du sol est alors $\sigma = (24.2 + 28.6) / 10.75 = 4.9 \text{ t/m}^2$.

Le moment maximum au centre d'une plaque circulaire simplement appuyée sur ses bords est donné par l'expression $M_{\text{max}} = 3 \sigma r^2 / 16$.

Nous déduisons $M_{\max} = 3 \times 4.9 \times 1.50^2 / 16 = 2.1 \text{ m.t /ml}$.

Nous pouvons alors déterminer la section d'armature de la nappe supérieure. Le calcul est mené à l'ELS en fissuration très préjudiciable.

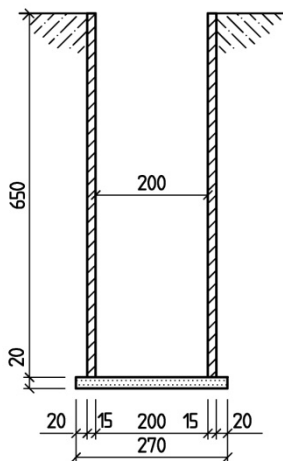
$b = 1.00 \text{ m}$ $h = 0.25 \text{ m}$ $d = 0.20 \text{ m}$ Fissuration Très Préjudiciable
 $\sigma_s = 200 \text{ MPa}$ $\sigma_b = 21 \text{ MPa}$ $M_{ser} = 2.1 \text{ m.t}$
 $\alpha_1 = 0.612$ $M_{rb} = 20.5 \text{ m.t}$ $A' = 0$
 $z_{b1} = 0.159 \text{ m}$ $A_s = 6.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le pourcentage minimal d'armatures donne $A_{\min} = 0.25\% \times 100 \times 25 = 6.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Nous retiendrons donc HA10e=10cm en nappe supérieure (7.85 cm²/ml) et HA8 e=20cm en nappe inférieure (2.5cm²/ml). Ces sections d'armatures conduisent au plan d'armatures donné en annexe E. Nous relevons un poids d'armatures de 261 kg. Le ratio est donc $R = 261 / 2.68 = 97 \text{ kg/m}^3$.

Nous retiendrons $R = 100 \text{ kg/m}^3$ pour $e=25\text{cm}$.

✓ Cas du radier de 20cm avec un ouvrage de 2.00m de diamètre



Éléments	Volume (m ³)	γ (t/m ³)	Poids (t)
Voile	$(\pi / 4) * (2.30^2 - 2.00^2) \times 6.5 = 6.56$	2.5	16.4
Terre sur débords	$(\pi / 4) * (2.70^2 - 2.30^2) \times 6.5 = 10.2$	2.0	20.4

Figure N°116 : Coupe sur l'ouvrage à étudier et chargements

La contrainte de réaction du sol est alors $\sigma = (16.4 + 20.4) / 5.72 = 6.4 \text{ t/m}^2$.

Nous déduisons $M_{\max} = 3 \times 6.4 \times 1.00^2 / 16 = 1.2 \text{ m.t /ml}$.

Le calcul est mené à l'ELS en fissuration très préjudiciable et $A_s = 5.0 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Le pourcentage minimal d'armatures donne $A_{\text{mini}} = 0.25\% \times 100 \times 20 = 5.0 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Nous retiendrons donc HA10e=15cm en nappe supérieure (5.24 cm²/ml) et HA8 e=20cm en nappe inférieure (2.5cm²/ml). Ces sections d'armatures conduisent au plan d'armatures donné en annexe F. Nous relevons un poids d'armatures de 122 kg. Le ratio est donc $R = 122 / 1.14 = 107 \text{ kg/m}^3$.

Nous retiendrons $R = 110 \text{ kg/m}^3$ pour $e=20\text{cm}$.

✓ *Synthèse pour les radiers d'ouvrages préfabriqués*

Øint des parois (m)	Epaisseur du radier (cm)	Ratios maxi (kg/m ³)	Tolérances (kg/m ³)
Øint < 2.00m Hv < 6.50m	20	100	± 5.0
2.00 < Øint < 3.00m Hv < 6.50m	25	110	± 5.0

Figure N°117 : Tableau de synthèses des ratios de radier pour ouvrages de petits diamètres

C.V.2.3. Les ouvrages coulés en place

La conception des ouvrages avec paroi coulée en place n'est pas très éloignée de celle des ouvrages réalisés à partir de buses préfabriquées. En effet, au cours des différents projets que j'ai réalisés, j'ai pu constater que les ouvrages de diamètre inférieur à 3.00m et de hauteur inférieure à 6.50m sont justifiables avec des voiles de 15cm d'épaisseur armés d'une seule nappe d'armatures dans l'axe. On se rapproche des épaisseurs des éléments préfabriqués du commerce.

La principale différence se trouve dans la liaison physique que l'on peut mettre en place entre le radier et le voile. Pour des murs armés d'une seule nappe d'armatures le modèle de la liaison sera une rotule. Le modèle de calcul des radiers sera donc identique à celui des ouvrages étudiés précédemment.

Le choix d'une solution coulée en place sera essentiellement faite pour que l'ouvrage appartienne à la classe A selon le fascicule 74. Dans ces conditions la structure sera étanche par elle-même. Pour cela, nous retiendrons une épaisseur de voile de 15cm qui nous permet d'utiliser une faille du règlement et d'optimiser au maximum le dimensionnement.

En effet, si l'on suit les règles du Fascicule 74, un ouvrage est de classe A si ses parois ont une épaisseur minimale de 15cm. D'autre part il est indiqué que les armatures des parois de plus de 15cm doivent être réparties en deux nappes. Ce qui implique qu'il est possible de placer une seule nappe d'armature pour des parois de 15cm ou moins. En résumé, pour une paroi de 15cm d'épaisseur, l'ouvrage est de classe A et on peut ne disposer que d'une seule nappe d'armature dans les voiles.

A partir de ces hypothèses, nous allons déterminer les ratios d'armatures pour un ouvrage type dont les caractéristiques seront les plus pénalisantes possibles.

✓ Ratio pour le radier

Les modèles de calcul étant identiques à ceux des ouvrages avec éléments préfabriqués, nous pouvons retenir les mêmes sections d'armatures à géométries équivalentes. Il faut cependant, enlever les armatures du béton de calage des buses.

Pour les ouvrages de diamètres inférieurs à 2.00m, le ratio est alors de 85 kg/m³ pour des radiers de 20cm d'épaisseur.

Pour les ouvrages de diamètres compris entre 2.00m et 3.00m, le ratio est alors de 80 kg/m³ pour des radiers de 25cm d'épaisseur.

✓ *Ratio pour le voile*

Afin d'établir un ratio d'armatures enveloppe pour le voile, nous calculons un ouvrage de petit diamètre type dans sa configuration la plus défavorable. La note de calculs complète est donnée en annexe G.

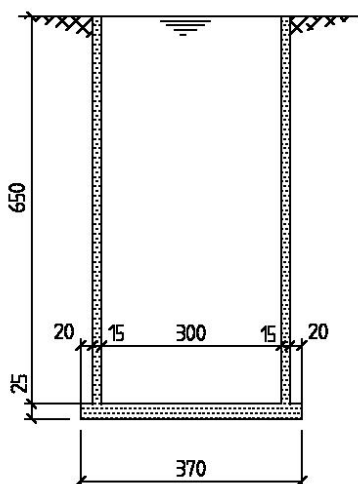


Figure N°118 : Coupe type sur ouvrage de petit diamètre

En annexe G13, nous relevons un poids d'armatures de 639 kg dans le voile. Ceci conduit à un ratio d'armature

$$R = 639 / 9.64 = 66.2 \text{ kg/m}^3$$

Nous retiendrons $R = 70 \text{ kg/m}^3$ pour $e=15\text{cm}$.

✓ *Synthèse des ratios des petits ouvrages coulés en place*

Øint des parois (m)	Epaisseur du radier (cm)	Ratios maxi du radier (kg/m^3)	Epaisseur du voile (cm)	Ratios maxi des voiles (kg/m^3)	Tolérances (kg/m^3)
Øint < 2.00m Hv < 6.50m	20	85	15	70	± 5.0
2.00 < Øint < 3.00m Hv < 6.50m	25	80	15	70	± 5.0

Figure N°119 : Tableau de synthèses des ratios pour ouvrages de petits diamètres

C.V.3. Ouvrages de grands diamètres

Contrairement aux ouvrages de petits diamètres, les grands diamètres ne peuvent pas présenter de dimensionnement identique. Leurs géométries imposantes pour les plus grands influent grandement sur les quantités d'armatures à mettre en œuvre. Afin d'obtenir des éléments de dimensionnement fiables, une étude complète de la gamme s'impose. Toutefois, nous nous appuyerons sur les résultats des études des paramètres dimensionnant pour réduire le nombre de cas de calcul envisagés.

C.V.3.1. Choix de la gamme d'étude

Selon la classification établie, les ouvrages de grands diamètres types sont les ouvrages dont les caractéristiques sont les suivantes :

$3.00 \text{ m} < \theta_{\text{int}} < 22.00 \text{ m}$
$3.00 \text{ m} < h_{\text{voile}} < 8.00 \text{ m}$

✓ Géométrie retenue

Lors de l'analyse de la typologie des ouvrages, nous avons constaté une concentration du nombre d'ouvrages entre les diamètres 10.00 m et 15.00 m. Afin de tenir compte de cette répartition, le pas de calcul choisi ne sera pas constant mais resserré autour de cette zone. Ainsi, les diamètres choisis pour l'étude seront les suivants : 5.00 m, 8.00 m, 10.00 m, 12.00 m, 14.00 m, 18.00 m et 22.00 m.

De plus, pour la majorité des ouvrages de cette catégorie, les hauteurs de voiles périphériques varient entre 3.50 m et 6.00 m. Ainsi, nous retiendrons deux hauteurs courantes de calculs 4.00 et 6.00 m. En plus, nous retiendrons la hauteur 8.00 m qui concerne essentiellement les silos à boue. Par contre, pour cette dernière et selon des retours d'expérience, le diamètre intérieur des ouvrages sera limité à 12.00 m. Au-delà, de ce diamètre, les limites économiques des solutions béton armé semblent être atteintes.

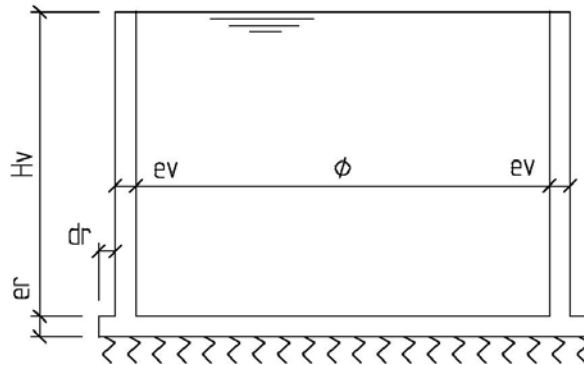
✓ Epaisseurs des structures

Les épaisseurs des structures sont liées à deux facteurs. Le premier concerne la résistance mécanique des sections. Par expérience, l'épaisseur des voiles des structures de la gamme étudiée varie de 20 à 25 cm. Pour les radiers, l'épaisseur minimum sera de 25 cm.

Le deuxième concerne le mode de réalisation. En effet, pour les voiles de grandes hauteurs, il faut veiller à avoir une épaisseur suffisante permettant une bonne vibration du

béton en fond de banche. Pour des voiles de 6.00 m de hauteur, l'épaisseur à retenir est de 25 cm au minimum. Pour des voiles de 4.00 m, une épaisseur de 20 cm est suffisante si le travail de mise en œuvre est soigné.

✓ *Synthèse des géométries retenues*



Hauteur du voile H _v (m)		Diamètres intérieures (m) - Ø						
		5.00	8.00	10.00	12.00	14.00	18.00	22.00
4.00	ev = dr (cm)	20	20	20	20	20	20	20
	er (cm)	25	25	25	25	25	25	25
6.00	ev = dr (cm)	25	25	25	25	25	25	25
	er (cm)	25	25	25	25	25	25	25
8.00	ev = dr (cm)	25	25	25	25			
	er (cm)	30	30	30	30			

Figure N°120 : Géométrie des réservoirs étudiés

C.V.3.2. Hypothèses pour le dimensionnement des réservoirs

Le dimensionnement est encadré par des hypothèses que nous avons définies lors de l'étude des paramètres dimensionnant et de l'étude de l'aspect réglementaire. Les hypothèses sont rappelées ci-après.

✓ *Matériaux*

Le calcul sera effectué pour un béton de classe C35/45 – XA2. Il s'agit du béton courant. L'utilisation d'un C40/50 – XA3 n'aura pas d'influence sur les quantités d'armatures puisque les sections sont calculées en service.

Concernant les armatures, les calculs sont effectués en considérant un affaiblissement de contrainte calculé pour les ouvrages à plus de 5.0 km de la mer ou bien lorsque le liquide n'est pas considéré comme saumâtre : $\beta=30$.

✓ *Sol de fondation*

Le réservoir n'est pas baigné par une nappe phréatique. S'il est soumis à une montée des eaux exceptionnelles il doit être équipé de clapets de sous pression.

La raideur de calcul retenue est $k_v=5.0 \text{ MPa/m}$. Il appartient au concepteur de vérifier que les tassements attendus sont compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage et que la contrainte admissible par le sol n'est pas atteinte.

✓ *Actions et sollicitations*

L'ouvrage se trouve hors sol ou s'il est enterré, la plateforme est plane. La poussée des terres est uniforme.

Nous prendrons en considération les effets des phases de constructions. Ainsi, les sollicitations dans le radier seront calculées sous le poids des voiles avec encastrement non effectif. Ensuite, les sollicitations seront cumulées aux sollicitations de services. Ainsi, nous obtenons le cumul des phases.

Nous retiendrons une charge pénalisante de 3.0 t/ml en tête du voile périphérique. La densité des liquides dans l'ouvrage sera prise à 1.0 t/m^3 . L'ouvrage est considéré plein à son niveau maximum : la hauteur du contenu sera prise égale à celle du voile.

Nous tiendrons compte des effets du retrait du béton avec un décalage de coulage de 20 jours entre le voile et le radier. Le retrait unitaire sera pris au maximum de sa valeur sur le territoire français : $\epsilon_r=3.10^{-4}$. De plus, nous tiendrons compte des effets du gradient thermique avec une différence de température entre les fluides extérieurs de 30°C .

✓ *Outils de dimensionnement*

Nous utiliserons le logiciel « Réservoirs » de Socotec pour le calcul des sollicitations. Les effets du gradient thermique et l'intégration des phases de calculs seront établies à partir de tableur de calculs. Les sections d'armatures seront vérifiées par le logiciel « BAELR » de Socotec.

C.V.3.3. Dimensionnement des structures

Pour des raisons évidentes de lecture du document, l'ensemble des calculs ne sera pas détaillé. La note de calcul complète du réservoir de 22.00 m de diamètre pour un voile de 6.00 m de hauteur est fournie en annexe I. L'ensemble des autres réservoirs est calculé sur le même principe. Nous fournirons en annexe J une synthèse des dimensionnements.

C.V.3.4. Principe d'armatures retenues

Les principes d'armatures peuvent être très divers d'un concepteur à l'autre. Au fil des projets traités, j'ai mis au point un principe d'armature type. Il est simple à façonner, simple à monter et très adaptable géométriquement.

✓ Description du principe

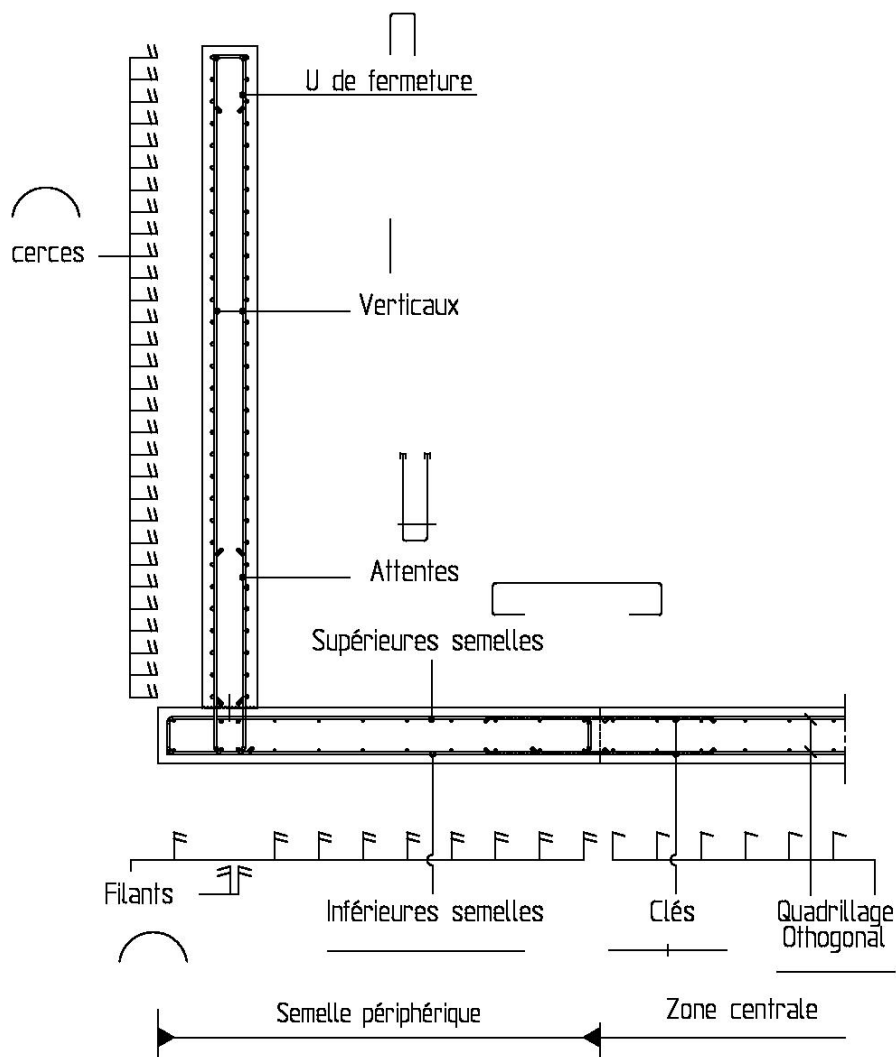


Figure N°121 : Principe d'armatures type avec semelle périphérique

Le voile est armé à partir de cerces horizontales et orthogonales à des de barres verticales. Ces dernières viennent en recouvrement des attentes sortant du radier. Elles sont fermées en tête par un U. Les cerces sont généralement livrées en barres de 6.00 à 12.00 ml cintrées au rayon des voiles.

Le radier se compose d'une semelle périphérique à armatures polaires et d'une zone centrale à armatures orthogonales. Pour la semelle, la séparation des cadres transversaux en barres inférieures et supérieures distinctes permet de réaliser des économies. Il est possible de réduire la section d'armatures inférieures peu sollicitée. En général, la semelle est livrée assemblé par tronçons de 6.00 à 8.00 ml. Les attentes sont montées. Ceci facilite la pose et permet un gain de temps non négligeable pour le chantier.

A l'intérieur de la semelle périphérique, la zone centrale du radier sera armée de façon orthogonale. L'entreprise peut poser des barres livrées en vrac ou bien elle peut avoir recours à la pose de panneaux de treillis soudés du commerce.

La liaison entre les éléments sera faite par recouvrement du quadrillage central sur la semelle ou bien par la mise en place de clefs de liaisons.

Toutefois, ce principe d'armature présente une limite liée au diamètre des ouvrages. Si celui-ci est trop petit, il est n'est plus envisageable de recourir à l'utilisation de semelles périphériques car la zone centrale serait trop petite. Dans ces conditions, nous retiendrons une armature complète de radier par un quadrillage. Seules les attentes du voile et les U de fermetures périphériques aux radiers seront polaires.

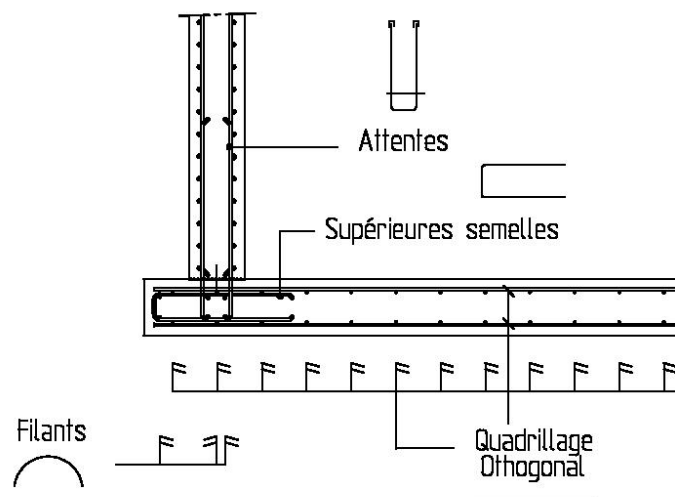


Figure N°122 : Principe d'armatures type sans semelle périphérique

Dans la pratique, les semelles périphériques ont des dimensions de l'ordre de 2.00 à 3.50 m. Les plus grandes semelles sont celles des plus grands diamètres. Ainsi, en dessous de 10.00 m de diamètre, le principe d'armature défini ci-dessus sera appliqué.

C.V.3.5. Détermination des ratios

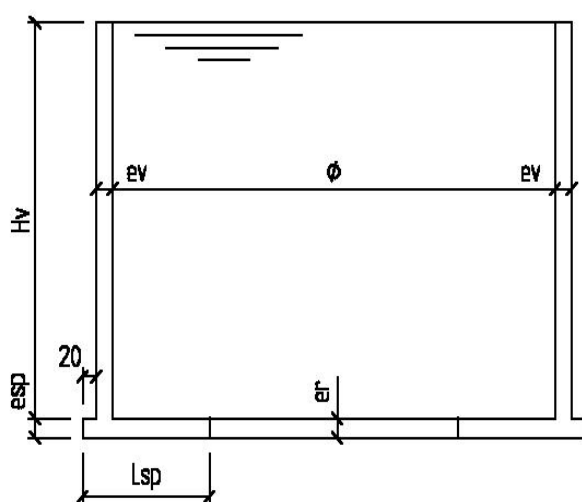
Le but du mémoire étant de déterminer les ratios d'armatures des structures, des outils de calculs de ratios ont été créés à partir du tableur Excel. L'outil est séparé en trois tableaux dédiés à chacune des parties du principe d'armatures établi ci-avant.

Ces tableaux calculent les longueurs des barres, leurs nombres, leurs poids et le volume de béton qui permet d'aboutir au ratio. Les calculs prennent en compte divers paramètres tels que la géométrie générale, les enrobages, les recouvrements de barres qui dépendent eux mêmes du diamètre et de la qualité du béton.

L'exemple de calcul du réservoir de diamètre de 22.00 m et de hauteur de voile 6.00 m est donné en annexe K. Les ratios des autres réservoirs seront calculés sur le même principe.

C.V.3.6. Résultats des calculs de la gamme d'ouvrages

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous. Les géométries retenues sont aussi rappelées. Les résultats fournis sont les ratios pour les voiles, les ratios des semelles périphériques, leurs longueurs et les ratios de la zone centrale pour les ouvrages de diamètres supérieurs ou égal à 10.00 m. Pour les ouvrages de diamètres inférieurs à 10.00 m, la semelle périphérique n'existe plus et le ratio est donné pour l'ensemble du radier.



Hypothèses :

- Béton C35/45 XA2 ou C40/50 XA3
- Acier nuance Fe500 – $\beta=30$
- Raideur de sol : $k_v=5.0$ MPa/m
- Gradient sur voile : $\Delta T=30^\circ\text{C}$
- Retrait unitaire : 3.10^{-4}
- Charge : 3.0 t/ml en tête de voile
- Pas de nappe phréatique ou clapets
- Ouvrage hors sol ou plateforme plane

Figure N°123 : Hypothèses pour le calcul des ratios

Hauteur du voile Hv (m)				Diamètre intérieures (m) - Φ							
				5.00	8.00	10.00	12.00	14.00	18.00	22.00	
4.00	Voile		ev (cm)	20	20	20	20	20	20	20	
			Ratios (kg/m ³)	78	90	100	105	111	123	140	
	Radier	Zone centrale		er (cm)	25	25	25	25	25	25	25
				Ratios (kg/m ³)	78	67	59	54	52	49	48
		Semelle périphérique		Esp (cm)			25	25	25	25	25
				Longueur Lsp (m)			2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
				Ratios (kg/m ³)			78	78	78	78	80
	6.00	Voile		ev (cm)	25	25	25	25	25	25	25
				Ratios (kg/m ³)	79	95	104	108	116	128	140
Radier		Zone centrale		er (cm)	25	25	25	25	25	25	25
				Ratios (kg/m ³)	76	65	65	59	54	50	48
		Semelle périphérique		Esp (cm)			25	25	25	25	25
				Longueur Lsp (m)			2.95	3.20	3.55	3.45	3.45
				Ratios (kg/m ³)			78	78	78	83	96
8.00		Voile		ev (cm)	25	25	25	25			
				Ratios (kg/m ³)	82	97	110	120			
	Radier	Zone centrale		er (cm)	30	30	30	30			
				Ratios (kg/m ³)	64	57	48	47			
		Semelle périphérique		Esp (cm)			30	30			
				Longueur Lsp (m)			3.45	3.45			
				Ratios (kg/m ³)			87	84			

C.V.3.7. Analyses des résultats pour les voiles

A partir des résultats, nous traçons pour chacune des hauteurs de voile, les graphiques des ratios en fonction des diamètres. Sur les graphiques de type nuage de points nous ajouterons des courbes de tendances adaptées. Les équations des courbes seront fournies ainsi que les coefficients de corrélations. Il est rappelé que les ratios sont calculés hors attentes du radier.

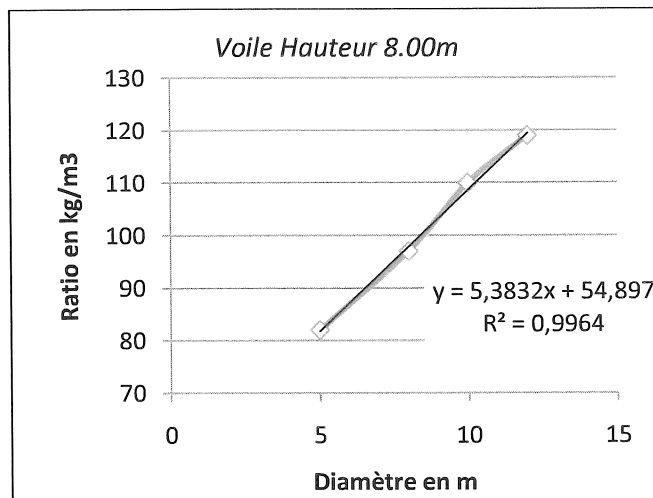
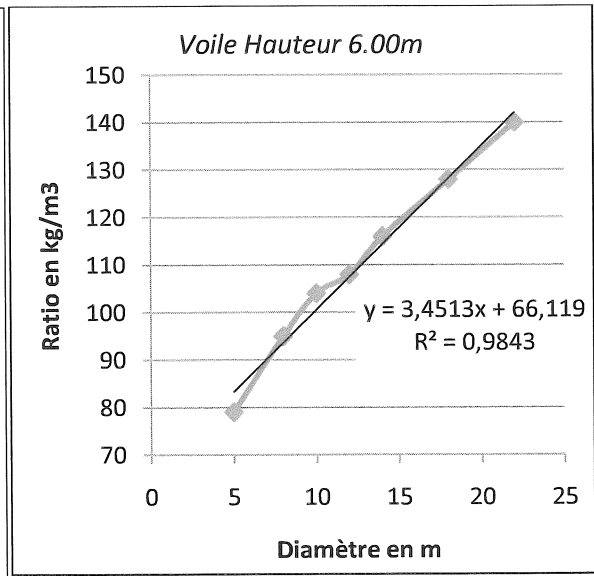
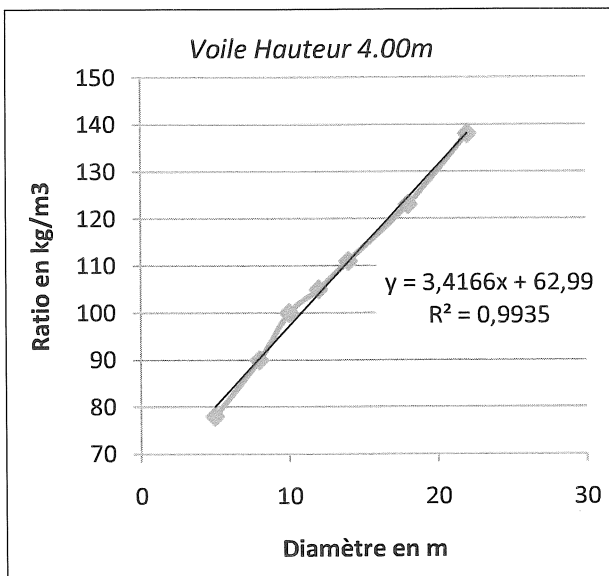
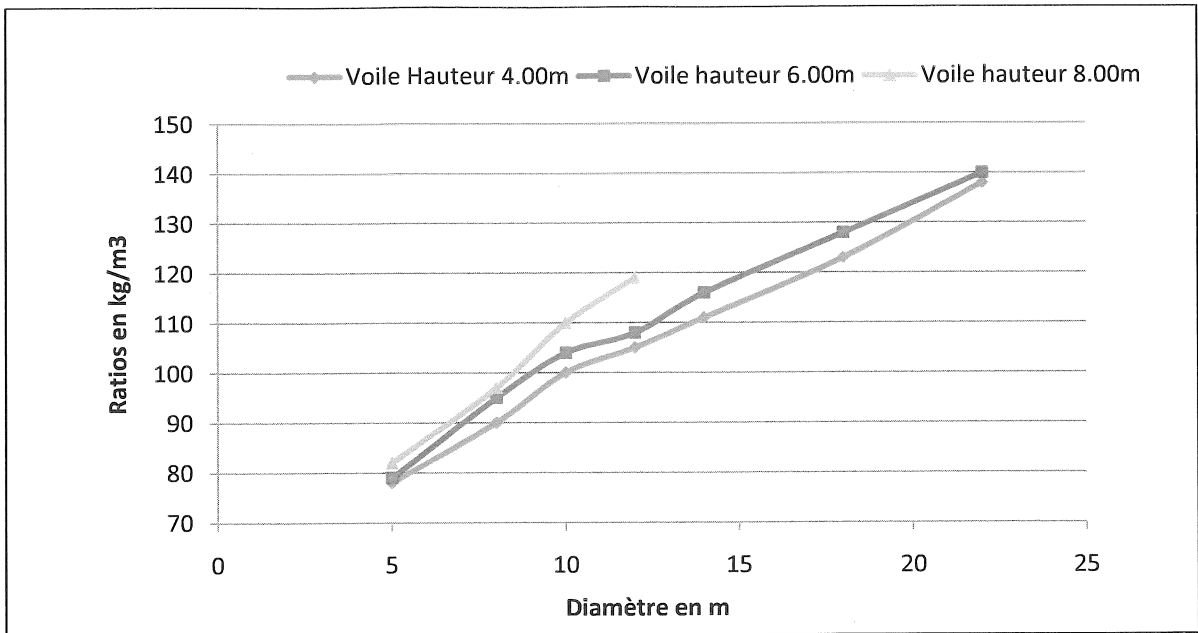


Figure N°124 : Ratios d'armatures pour les voiles

Tout d'abord les ratios calculés se trouvent dans une fourchette de valeurs couramment rencontrée en génie civil. Les valeurs calculées d'une hauteur de voile à l'autre pour un diamètre identique sont relativement proches. Nous relevons des écarts de 2.0 kg/m³ à 15.0 kg/m³. Ces résultats nous confortent dans le choix des épaisseurs. Si une des parois était géométriquement sous dimensionnée, nous aurions un écart beaucoup significatif en deux courbes.

Ensuite, nous constatons que les ratios augmentent avec le diamètre des bassins ce qui est tout à fait normal. La progression semble linéaire et les courbes de tendance le confirment. Les coefficients de corrélations sont très satisfaisants. L'erreur commise en utilisant les courbes de tendances sera de l'ordre de 5.0 kg/m³ au maximum.

De plus, ces résultats prouvent que l'effort normal dans l'anneau est dimensionnant pour les voiles. En effet, cet effort est proportionnel au rayon du voile. A contrario, le moment vertical dépend du carré de la hauteur. La linéarité des résultats montre que ce dernier est muet dans le calcul des quantités d'armatures. Ce phénomène s'explique par les conditions minimales réglementaires de non fragilité. La capacité des sections d'armatures mises en place verticalement couvrent généralement les efforts.

Dans le même esprit, nous devrions avoir un pallier inférieur qui correspond au minimum requis par le règlement lorsque les efforts ne sont plus dimensionnant. Ce pallier n'est pas atteint pour un diamètre de 5.00 m. Les valeurs sont les suivantes :

- $R_{\text{mini}} = 72 \text{ kg/m}^3$ pour un voile de 20 cm avec une hauteur de 4.00 m
- $R_{\text{mini}} = 75 \text{ kg/m}^3$ pour un voile de 25 cm avec une hauteur de 6.00 m.

Nous tracerons donc les palliers et les courbes de tendance qui seront prolongées jusqu'à l'intersection.

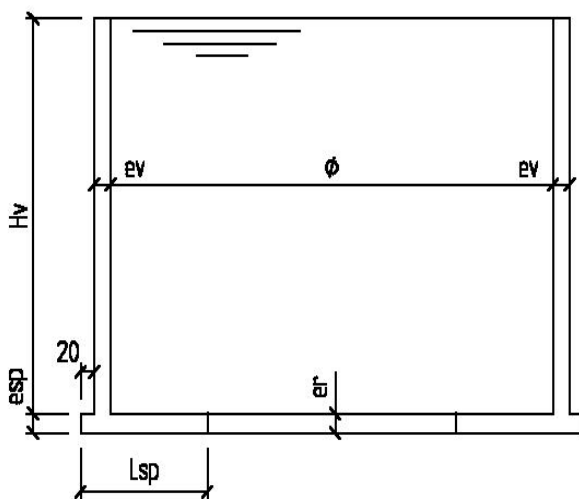
Le tracé des courbes sera donné dans la synthèse générale pour les ouvrages de grands diamètres. Nous extrapolerons géométriquement les résultats pour des hauteurs de voiles intermédiaires.

C.V.3.8. Analyses des résultats pour les semelles périphériques

✓ Dimensions des semelles

Dans un premier temps, nous analysons les dimensions retenues des semelles. Ces dimensions correspondent à l'abscisse du rayon pour lequel les armatures de pourcentage minimum suffisent à équilibrer les efforts.

Pour le voile de hauteur 4.00 m, les dimensions de semelles restent constantes quelque soit le diamètre et $L_{sp}=2.45$ m. Pour le voile de 6.00 m, les dimensions varient. Si l'on néglige la valeur pour le diamètre 10.00m, la moyenne des valeurs est alors de 3.40 m environ. Les écarts à la moyenne sont relativement faibles. Nous pouvons conclure que la dimension de la semelle ne dépend pas du diamètre du réservoir. Elle ne dépend que de l'épaisseur du radier et de la hauteur de liquide contenu prise égale à la hauteur du voile. Nous constatons que la longueur de la semelle est sensiblement égale à la demi-hauteur augmentée de l'épaisseur du voile et du débord du radier.



$$L_{sp} = \frac{Hv}{2} + ev + dr$$

-Pour un voile de 4.00 m :

$$L_{sp} = \frac{4.00}{2} + 0.20 + 0.20 = 2.40 \text{ m}$$

-Pour un voile de 6.00 m :

$$L_{sp} = \frac{6.00}{2} + 0.25 + 0.20 = 3.45 \text{ m}$$

Figure N°125 : Conclusions sur les dimensions de semelles périphériques

Hv (m)	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00
er(m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
ev (m)	0.20	0.20	0.25	0.25	0.25
dr (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Lsp (m)	1.90	2.40	2.55	3.45	3.95

Figure N°126 : Extrapolation des dimensions de semelles en fonction des hauteurs de voile

Pour le voile de 8.00 m, nous ne disposons que de deux valeurs égales à 3.45 m et l'épaisseur du radier et de 30 cm. Ces valeurs ne sont donc pas significatives et non exploitables.

✓ *Ratios d'armatures*

Dans un deuxième temps, à partir des résultats nous traçons pour les hauteurs de voiles 4.00 m et 6.00 m les graphiques des ratios des semelles en fonction des diamètres. Les deux résultats pour le voile de 8.00 m ne sont pas significatifs pour une analyse de tendance.

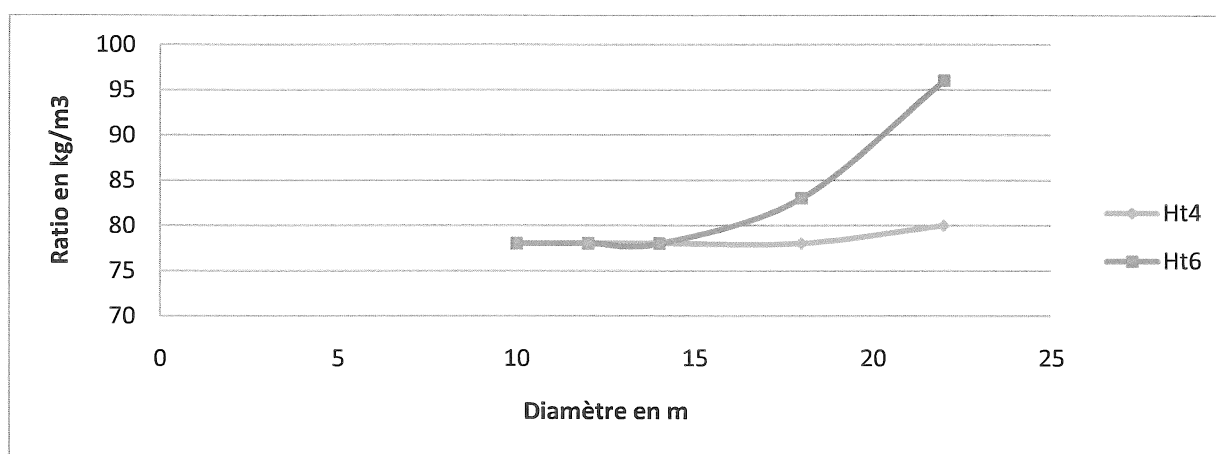


Figure N°127 : Ratios d'armatures pour les semelles périphériques

Nous constatons que pour le voile de 4.00 m le ratio n'évolue pas. La semelle est armée au pourcentage minimum d'armatures. Les résultats sont cohérents. Pour le voile de 6.00 m de hauteur, le ratio augmente au-delà du diamètre 15.00 m. Nous tracerons graphiquement l'intersection de la droite de ratio minimum 80 kg/m^3 avec la droite qui passe pour les deux points de calcul suivant.

Nous extrapolerons pour une voile de 5.00 m de hauteur en plaçant les points au milieu des points 4.00 et 6.00. Le tracé des courbes sera donné dans la synthèse générale.

C.V.3.9. Analyses des résultats pour les zones centrales de radier

Pour cette analyse, il convient de distinguer deux types de résultats. Les premiers résultats concernent les diamètres inférieurs à 10.00 m. Dans ce cas, nous n'avons pas de semelle périphérique. Le ratio est celui de l'ensemble du radier en comptant les attentes du voile. Nous constatons que les résultats sont très proches pour les hauteurs de voiles 4.00 et 6.00 m : 65 et 67 kg/m^3 pour le diamètre 8.00m et 76 et 78 kg/m^3 pour le 10.00 m.

Pour le voile de hauteur 8.00m les ratios sont différents. Ceci s'explique par l'épaisseur différente du radier. Cependant, ils respectent la tendance. Bien que nous

n'ayons que deux points de calculs nous tracerons graphiquement les droites passant par ces points de calculs.

Les deuxièmes résultats concernent les ratios des zones centrales. Bien que ces zones soit armées aux conditions minimales, les ratios tiennent compte des liaisons avec la semelle. Ainsi, les ratios ne sont pas constants.

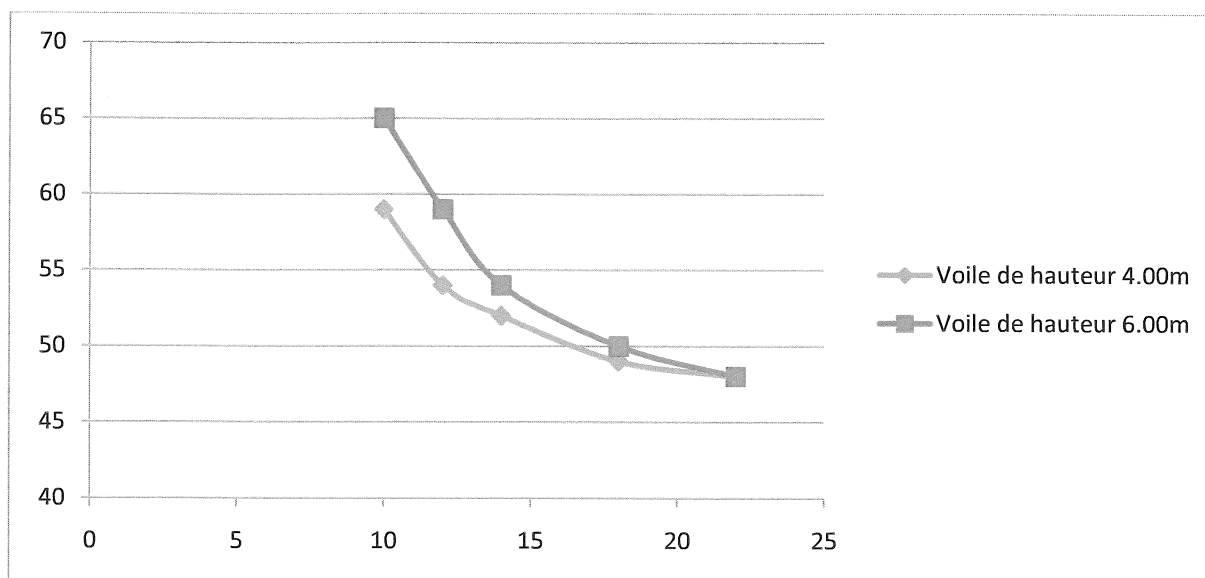


Figure N°128 : Ratios d'armatures pour les zones centrales

Les deux points de calcul pour le voile de 8.00 m ne sont pas représentés car ils ne sont pas représentatifs pour une analyse de tendance. Nous constatons que les ratios diminuent quand le diamètre augmente. Ce résultat est logique. Les variations de ratio s'expliquent par les liaisons avec la semelle. Le nombre de liaisons augmente avec le périmètre qui est proportionnel au diamètre. Le volume de radier est quant à lui proportionnel au carré du diamètre. Le volume augmente donc plus vite que les nombres et le ratio diminue.

Les courbes de tendances ne peuvent pas être linéaires. La fonction parabole semble convenir et confirme l'évolution suivant le carré du diamètre. Les courbes tendent vers le pourcentage minimum.

Nous effectuons des régressions d'ordre deux à partir d'un outil mathématique. Les résultats sont les suivants :

- Pour le voile de 6.00 m : $R = 0.139 \Phi^2 - 5.82 \Phi + 109$ avec $r^2=0.994$
- Pour le voile de 4.00 m : $R = 0.095 \Phi^2 - 3.92 \Phi + 88$ avec $r^2=0.987$.

Le tracé des courbes sera reporté sur le graphique de synthèse.

C.VI. SYNTHES DES RESULTATS

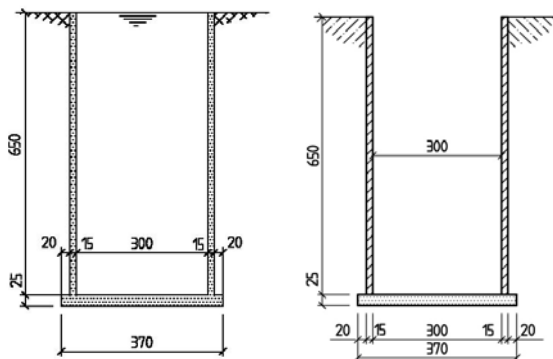
C.VI.1. Ouvrages non circulaires

R=50 kg/m³ avec e_{paroi}=20 cm des parois de dimensions inférieures à 2.80x2.80 m²

R=50 kg/m³ avec ev=20 cm pour des parois de dimensions inférieures à 2.80x2.80 m².

C.VI.2. Ouvrages de petits diamètres

✓ Géométries types



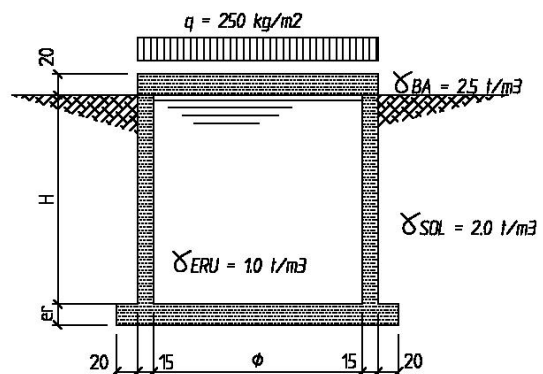
✓ Contraintes au sol enveloppes

$$\sigma_{\text{sol Max}} \leq H * \left[\theta - \frac{\theta^2}{10} \right] + 1.2$$

Avec 1.00m < H < 6.00m

1.00m < θ < 3.00m

$\sigma_{\text{sol Max}}$ en t/m²



Cette relation est purement empirique et n'a aucune valeur scientifique ou mécanique.

✓ Synthèse pour les radiers d'ouvrages préfabriqués

Øint des parois (m)	Epaisseur du radier (cm)	Ratios maxi (kg/m ³)	Tolérances (kg/m ³)
Øint < 2.00m - Hv < 6.50m	20	100	± 5.0
2.00 < Øint < 3.00m - Hv < 6.50m	25	110	± 5.0

✓ Synthèse des ratios des petits ouvrages coulés en place

Øint des parois (m)	Epaisseur du radier (cm)	Ratios maxi du radier (kg/m ³)	Epaisseur du voile (cm)	Ratios maxi des voiles (kg/m ³)	Tolérances (kg/m ³)
Øint < 2.00m - Hv < 6.50m	20	85	15	70	± 5.0
2.00 < Øint < 3.00m - Hv < 6.50m	25	80	15	70	± 5.0

C.VI.3. Ouvrages de grands diamètres

✓ Contraintes au sol

$$\sigma \text{ (ELS)} = h_{\text{liquide}} * \gamma_{\text{liquide}} + k$$

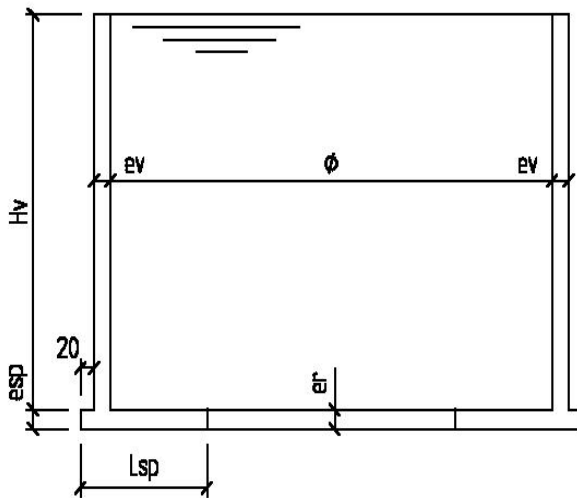
Avec k=2 pour la contrainte de pointe et k=0.5 pour la valeur au centre

Avec h_{liquide} en m et γ_{liquide} en t/m²

✓ Rappel des hypothèses

Hypothèses :

- Béton C35/45 XA2 ou C40/50 XA3
- Acier nuance Fe500 – β=30
- Raideur de sol : kv=5.0 MPa/m
- Gradient sur voile : ΔT=30°C
- Retrait unitaire : 3.10⁻⁴
- Charge : 3.0 t/ml en tête de voile
- Pas de nappe phréatique ou clapets
- Ouvrage hors sol ou plateforme plane



Hv (m)	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00
er(m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
ev (m)	0.20	0.20	0.25	0.25	0.25
dr (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Lsp (m)	1.90	2.40	2.55	3.45	3.95

$$Lsp = \frac{Hv}{2} + ev + dr$$

✓ Termes de corrections

- Si la raideur sur le site est différente de la valeur $k_v = 5.0 \text{ MPa/m}$ alors les ratios peuvent être réduits suivant les expressions suivantes :

Pour le radier :
$$R(K_v, \theta) = R(K_v = 5 \text{ MPa/m}, \theta) - \frac{6}{1000} \phi * (k_v - 5 \text{ MPa/m})$$

Pour le voile :
$$R(K_v, \theta) = R(K_v = 5 \text{ MPa/m}, \theta) - \left[\frac{8}{1000} \phi - \frac{35}{1000} \right] * (k_v - 5 \text{ MPa/m})$$

Avec θ en mètre, k_v en MPa/m et $k_{v\max} = 50 \text{ MPa/m}$

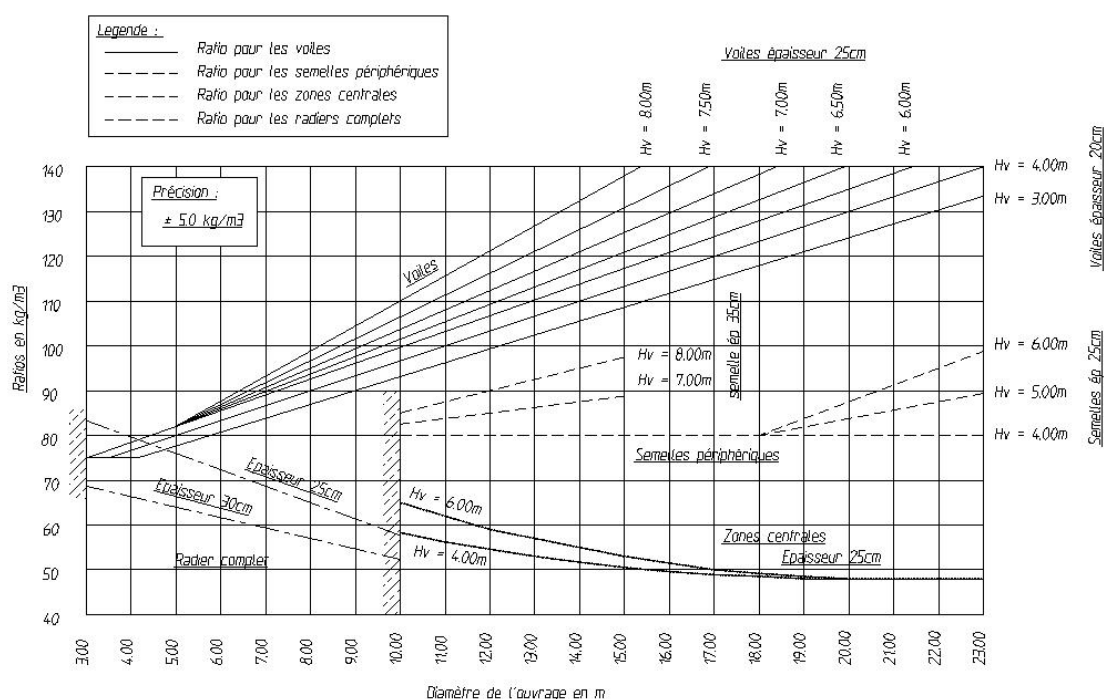
- Les ratios doivent être majorés du coefficient suivant si l'ouvrage se trouve à moins de 5 km de la mer ou qui le liquide contenu est saumâtre.

$$k_{reg} = \frac{\sigma(\beta = 30, \theta)}{\sigma(\beta = 0, \theta)}$$

Le tableau suivant donne les valeurs de k_{reg} pour les classes de bétons couramment utilisées. Le coefficient est choisi en fonction du diamètre moyen attendu.

	HA8	HA10	HA12	HA14	HA16	HA20	HA25
C35/45	1.13	1.26	1.33	1.36	1.39	1.43	1.48
C40/50	1.07	1.20	1.31	1.34	1.37	1.40	1.45

✓ Abaque de détermination des ratios.



Cet abaque est donné en plus grand format en annexe L.

C.VII. COMPARAISON AVEC L'EUROCODE 2

L'eurocode applicable aux structures en béton armé est l'Eurocode 2. Il se décompose en trois parties. La première concerne les règles générales, les règles pour les bâtiments et les règles vis-à-vis du comportement au feu des structures. La deuxième concerne les ouvrages d'art. Enfin la troisième est dédiée aux silos et aux réservoirs. Cette troisième partie complète les règles applicables de la première partie. Elle se présente sous forme d'articles à ajouter au règlement de base.

C.VII.1. Généralités

C.VII.1.1. Exigences de l'Eurocode 2 – Partie 3

Comme pour le fascicule 74, l'Eurocode 2 demande des justifications spécifiques liées aux types d'ouvrages particuliers que représentent les réservoirs. D'un point de vue de l'analyse structurale, le concepteur devra notamment tenir compte des éléments suivants :

- ✓ *Du retrait gêné*
- ✓ *Des gradients de température*
- ✓ *De la maîtrise de la fissuration.*

A l'exception de la maîtrise de la fissuration, il n'y a rien de nouveau par rapport au fascicule 74.

C.VII.1.2. Notion de maîtrise de la fissuration

Cette notion repose sur la limitation de l'ouverture des fissures des sections armées. Moins il y a aura de fissure dans la structure et plus leurs ouvertures seront faibles, moins il y aura de fuites. Ainsi, l'Eurocode propose une classification des réservoirs en fonction du degré d'étanchéité recherché.

Classe d'étanchéité	Exigence en matière de fuite
0	Un certain débit de fuite admissible ou fuite sans conséquence
1	Fuites limitées à une faible quantité. Quelques taches ou plaques d'humidité en surface
2	Fuites minimales. Aspect non altéré par les tâches.
3	Aucune fuite admise.

Figure N°129 : Classification des réservoirs

A chacune des classes correspond des critères de fissuration et plus particulièrement des ouvertures de fissure limite.

✓ *Classe 0*

Il s'agit du cas général traité dans la partie 1 de l'EC2. La limitation de l'ouverture des fissures n'est pas recherchée pour créer une étanchéité mais pour des questions d'aspect de parement. Dans ce cas, les ouvertures limites sont définies par l'annexe nationale : $0.2\text{mm} < w_{\text{max}} < 0.4\text{mm}$. Elles dépendent de la classe d'exposition de l'ouvrage. Il est évident que cette classe ne concernera pas les ouvrages de STEP.

✓ *Classe 1*

Cette classe peut concernée les ouvrages de STEP. L'interprétation « des faibles quantités de fuite » indiquée pour cette classe est délicate. Pour cette classe, il conviendra de distinguer les sections avec fissures traversantes et les sections partiellement comprimée. Pour ces dernières, la fissure n'étant pas traversante, l'ouverture peut être plus importante et l'Eurocode renvoie justification générale comme pour la classe 0.

Par contre, pour les fissures traversantes, il définit des limites plus strictes dépendant logiquement de la pression du liquide au niveau de la fente. Ainsi, les limites sont données en fonction du rapport de la hauteur hydraulique à l'épaisseur de la paroi considérée.

Pour un rapport	$H/ev < 5 :$	$w_{\text{max}} = w_{k1} = 0.20\text{mm}$
Pour un rapport	$5 < H/ev < 35 :$	$w_{\text{max}} = w_{k1} = -0.05 H/ev + 0.225$
Pour un rapport	$H/ev > 35 :$	$w_{\text{max}} = w_{k1} = 0.05 \text{ mm.}$

L'application aux ouvrages courants donnent les résultats suivants :

Ouvrages de grands diamètres			Ouvrages de petits diamètres		
Hv (m)	Ev (cm)	Wmax (mm)	Hv (m)	Ev (cm)	Wmax (mm)
6.00	25	0.10	6.00	15	0.05
5.00	25	0.125	5.00	15	0.06
4.00	20	0.125	4.00	15	0.09
3.00	20	0.15	3.00	15	0.125

Figure N°130 : Ouvertures maximum des fissures de la classe 1 pour les ouvrages courants

Contrairement au fascicule 74, dans l'EC2 l'épaisseur des parois entre en considération pour les justifications relatives à l'étanchéité de la structure. Le fascicule

indique qu'une paroi d'épaisseur supérieure à 15cm pouvait être étanche par elle-même si elle était armée correctement. L'EC2 va plus loin et il tient logiquement compte de l'épaisseur de la paroi. Plus celle-ci est mince, plus l'ouverture des fissures devra être limitée.

Il est supposé pour cette classe une autoréparation des fissures par colmatage. Ce mécanisme n'est pas totalement connu, mais il proviendrait essentiellement de la formation de calcite due à l'hydratation de la pâte de ciment, ainsi qu'au dépôt de particules contenu dans l'eau. Il est clair que ce phénomène est accentué par les ERU circulant dans les réservoirs des STEP.

✓ *Classe 2*

Dans cette classe, il convient d'éviter toute fissure traversante. Dans le cas de réservoirs circulaires, cette contrainte est théoriquement impossible à réaliser. En effet, horizontalement les voiles sont soumis à un effort de traction pure si l'on néglige les moments variables de gradient thermique. Les sections de béton sont alors entièrement tendues et entièrement fissurées. Les ouvrages circulaires ne pourront pas appartenir à cette classe.

✓ *Classe 3*

Ces ouvrages sont équipés de système d'étanchéité. Il ne concerne pas les ouvrages visés par ce mémoire.

En conclusion, les ouvrages des STEP appartiendront essentiellement à la classe 1.

C.VII.2. Méthode de justification

L'Eurocode 2 propose deux méthodes de justification pour la maîtrise de la fissuration. La première méthode, sans calcul direct, est exécutée à partir d'abaques limitant le diamètre et l'espacement des aciers en fonction des contraintes qui leurs sont appliqués. La deuxième méthode, plus scientifique, propose de calculer l'ouverture des fissures et de les comparer aux valeurs limites.

Afin de pouvoir juger des conséquences de l'application de cette norme, nous allons l'appliquer à un cas dont le calcul a été réalisé dans ce mémoire. Nous prenons donc l'exemple du bassin de 22m de diamètre avec un voile de 6.00m de hauteur. La note de calculs complète réalisée suivant le fascicule est donnée en annexe I.

C.VII.2.1. Méthode par le calcul direct

Nous nous intéressons uniquement au voile circulaire. L'ouvrage est considéré de classe 1. Pour les fissures traversantes, nous retiendrons une ouverture maximum de $w_{1\max}=0.15\text{mm}$. Pour les fissures non traversantes, nous appliquons la clause générale du 7.3.1. L'ouverture sera alors limitée à la valeur suivante $W_{\max}=0.20\text{mm}$. Notons toutefois que dans le tableau des valeurs limites, la classe de béton XA2 n'est pas répertoriée. Suivant le tableau 4.1 des classes structurales, nous l'avons assimilé à du XD2.

✓ Cas des sollicitations horizontales

- Détermination du pourcentage minimum d'armatures.

$$As_{\text{mini}} = \frac{kc * k * f_{ct,eff} * Act}{\sigma_s}$$

En traction simple : Act = b.h
ev < 300 mm k = 1
Béton C35/45 $f_{ct,eff} = 3.2 \text{ MPa}$
En traction simple : kc = 1
Suivant l'AN : $\sigma_s = f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

$$As_{\text{mini}} = \frac{f_{ct,eff} * Act}{f_e}$$

Nous retrouvons le pourcentage du BAEL et de Fascicule 74.

$$As_{\text{mini}} = \frac{3.2}{500} * 25 * 100 = 13.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Calcul de l'ouverture de la fissure.

Suite au calcul ELS établi suivant le fascicule 74, nous retenons HA14 e=8cm par face. L'enrobage est de 50mm.

$$wk = S_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sm})$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - \left(kt * \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \right) * (1 + \alpha e * \rho_{p,eff}) \right)}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$S_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$A_{c,eff} = b * hf = b * \min\left(2.5(h - d); \frac{h}{2}\right) = 100 * 12.5 = 1250 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{r,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{19.2}{1250} = 0.0154$$

$$\alpha e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{34000} = 5.88$$

$kt = 0.4$: chargement de longue durée

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 127 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sm} = \frac{127 - \left(0.4 * \left(\frac{3.2}{0.0154}\right) * (1 + 5.88 * 0.0154)\right)}{200000} = 0.000421$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sm} = 0.6 \frac{127}{200000} = 0.000381.$$

$$k_1 = 0.8$$

$$c = 50 \text{ mm}$$

$$k_2 = 1$$

$$k_3 = 3.4 * \left(\frac{25}{50}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.14$$

$$k_4 = 0.425$$

$$S_{r,max} = 2.14 * 50 + 0.8 * 1 * 0.425 * \frac{14}{0.0154} = 137.9 \text{ mm}$$

$$wk = 137.9 * 0.000421 = 0.058 \text{ mm} < wk1 = 0.10 \text{ mm}$$

Avec les armatures calculées par le fascicule 74, l'ouverture de la fissure est conforme aux prescriptions de l'EC2 partie 3. Il n'y donc pas d'incidence.

✓ Cas des sollicitations verticales

- Détermination du pourcentage minimum d'armatures.

$$A_{smini} = \frac{kc * k * f_{ct,eff} * Act}{\sigma_s}$$

$$A_{ct} = b * h_{cr} = b * \left(\frac{h}{2 * \frac{f_{ct} - \sigma_c}{f_{ct}}} \right) = 1.00 * \left(\frac{0.25}{2 * \frac{3.2 - 0.137}{3.2}} \right) = 0.1305 \text{ cm}^2$$

ev < 300 mm

$$k = 1$$

Béton C35/45

$$f_{ct,eff} = 3.2 \text{ MPa}$$

En flexion composée:

$$k_c = 0.4$$

Suivant l'AN :

$$\sigma_s = f_{yk} = 500 \text{ MPa.}$$

$$A_{smini} = 0.4 * \frac{3.2 * 13.05 * 100}{500} = 3.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{smini}(BAEL) = 0.23 * \frac{2.7}{500} * 25 * 100 = 3.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{smini}(FASC74) = 0.125\% * 25 * 100 = 3.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous retrouvons sensiblement le pourcentage du BAEL et de Fascicule 74.

- Calcul de l'ouverture de la fissure.

Suite au calcul ELS établi suivant le fascicule 74, nous avons retenu HA12 e=12.5 cm par face.

$$A_{c,eff} = b * h_f = b * \min \left(2.5(h - d); \frac{h}{2} \right) = 100 * 12.5 = 1250 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{r,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{7.54}{1250} = 0.0060$$

$$\alpha e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{34000} = 5.88$$

kt = 0.4 : chargement de longue

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 172 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sm} = \frac{172 - \left(0.4 * \left(\frac{3.2}{0.0060} \right) * (1 + 5.88 * 0.0060) \right)}{200000} < 0$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sm} = 0.6 \frac{172}{200000} = 0.000516.$$

$$k_1 = 0.8$$

$$c = 50\text{mm}$$

$$k_2 = 0,5$$

$$k_3 = 3,4 * \left(\frac{25}{50}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,14$$

$$k_4 = 0,425$$

$$S_{r,max} = 2,14 * 50 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \frac{12}{0,0060} = 447\text{mm}$$

$$wk = 447 * 0,000516 = 0,23\text{mm}$$

Nous sommes en présence d'une fissure non traversante. Il faut en plus vérifier que la section comprimée est suffisante.

$$X_{min} > \min (50\text{mm} ; 0,2 \times 250 = 50\text{mm}) = 50\text{mm}$$

$$H_{bc} = h - h_{cr} = 250 - 130,5 = 119\text{mm}$$

Dans ce cas, et pour la classe 1, il convient d'appliquer les dispositions générales de 7.3.1. L'ouverture sera alors limitée à la valeur suivante $W_{max} = 0,20\text{mm}$. Bien que la hauteur de section comprimée soit suffisante, nous constatons un dépassement de l'ouverture limite.

Pour remédier à ce dépassement, il convient de disposer une section équivalente mais avec un diamètre réduit à 10mm soit du HA10e=10cm. Dans ce cas :

$$S_{r,max} = 2,14 * 50 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \frac{10}{0,0060} = 390\text{mm}$$

$$wk = 390 * 0,000516 = 0,20\text{mm}$$

Les dispositions de l'EC2 n'influent pas sur les quantités d'armatures mais sur le choix des diamètres et des espacements. Les barres de petits diamètre et les espacements réduits donnent des ouvertures moindres. Cette contrainte peut devenir pénalisante pour la mise en œuvre des aciers et pour le bétonnage.

C.VII.2.2. Méthode sans calcul direct

Dans le cas des cerces, nous avons choisi des aciers HA14e=8cm. Suivant le tableau 7.103N et pour $w_{max}=0.1mm$, il faut limiter la contrainte de traction dans l'armature à 150 MPa. Nous avons une contrainte de 175 MPa. Cette condition n'est donc pas satisfaite.

Pour la détermination des espacements maximums, nous nous reportons au tableau 7.104N. Pour une contrainte limite de 150 MPa à appliquer au HA14, il faut avoir un espacement inférieur à 5cm. Ce critère n'est pas réalisable dans la pratique.

C.VII.3. Conclusion pour l'EC2

Il apparait clairement que la méthode de calcul indirect est particulièrement pénalisante. Elle ne sera en aucun cas appropriée au dimensionnement des réservoirs. Concernant le calcul par la méthode directe, nous pouvons considérer qu'elle vient en complément des calculs établis suivant le fascicule 74. En effet pour calculer l'ouverture de la fissure, il convient de connaître l'état de contrainte de la section armée et les justifications du fascicule 74 sont établies à partir de cet état de contrainte.

Pour l'exemple traité, les quantités d'armatures à mettre en œuvre dans la section ne varient pas. En revanche, les sections et les espacements choisis suivant le fascicule 74 ont dus être réduits. Ceci représente une limite importante. Il est donc difficile de prévoir l'effet de ce nouveau règlement sur les quantités d'armatures d'autant plus qu'il existe une incertitude sur le choix des classes.

Seule l'expérience pourra renseigner sur les conséquences de l'application de ce code de calculs. En tout état de cause, il sera sage de retenir à minima les prescriptions des fascicules.

Conclusion

Le traitement des eaux usées est un enjeu de santé publique. A ce titre, la réglementation européenne impose des critères toujours plus sévères. La France accuse un retard important puisqu'elle ne traite que 49% des ERU alors que les objectifs européens sont de 65%. Les efforts des gouvernements pour rattraper ce retard ont ouvert un marché important d'environ 750 millions d'euros par an dans la rénovation ou la construction de stations.

✓ *Positionnement et définition des hypothèses*

L'analyse des filières d'épuration adaptées aux petites collectivités montre que les stations à boues activées en aérations prolongées sont les plus performantes et les plus répandues en France. De plus, ce sont elles qui présentent le plus grand nombre d'ouvrages de génie civil. L'étude s'est donc naturellement concentrée sur ce type d'équipement.

L'analyse typologique de quatorze stations m'a permis une classification et un bornage géométrique des ouvrages de génie civil. Il ressort clairement trois catégories de construction.

La première concerne les ouvrages non circulaires. Ces ouvrages ne représentent pas d'enjeu majeur dans la conception de la station. La seconde catégorie concerne les ouvrages de petits diamètres, c'est-à-dire de rayon inférieur à 1.50m et de hauteur de voile inférieure à 6.50m. Enfin la troisième catégorie regroupe les ouvrages de diamètres compris entre 3.00 et 22.00m. Les hauteurs de voile varient quant à elles de 3.00 à 8.00m.

✓ *Principe de l'étude*

Afin de définir des éléments de dimensionnement fiables pour chacune des catégories d'ouvrages, j'ai réalisé une étude détaillée à la fois quantitative et qualitative. Elle a d'abord consisté à analyser les adaptations au sol des ouvrages, les contraintes réglementaires, les différentes méthodes de calculs et l'influence de l'ensemble des paramètres sur les ouvrages.

✓ *Résultats obtenus*

➤ *Adaptation au sol*

La gestion de l'eau dans les sols est un facteur essentiel. Elle est complexe et elle dépend de la nature même de l'ouvrage. Dans ces conditions, chaque cas est unique, et les

ouvrages étudiés dans le mémoire se sont limitées aux constructions non ancrées dans une nappe ou équipées de clapets de sous pression.

En outre, contrairement à ce qu'il est courant de penser, ce sont les ouvrages de petits diamètres qui présentent le plus de difficultés d'adaptation au sol. Ils sollicitent donc beaucoup les sols.

Afin d'optimiser les temps d'études lors d'un avant projet, je propose une approche simplifiée de détermination des contraintes admissibles des sols et une approche des contraintes enveloppes développées par les constructions types. Pour les petits ouvrages appartenant au bornage, j'ai établi une formulation empirique de la contrainte en fonction de la hauteur et du diamètre. Cette formulation est issue de plusieurs calculs enveloppes. Pour les ouvrages de grands diamètres, la formulation que je propose est issue d'observation et de retour d'expérience.

➤ Paramètres dimensionnants

Les différents paramètres étudiés ont des influences plus ou moins importantes sur les sollicitations dans la structure. Nous pouvons les classer en trois catégories suivant leurs importances.

○ *Paramètres peu importants*

La variation de la densité des liquides rencontrés tout au long de la filière d'épuration n'a pas d'influence significative sur les dimensionnements.

La poussée des terres sur les voiles n'aura pas d'influence si la plateforme de remblaiement des ouvrages est plane. Dans le cas contraire, l'ouvrage demandera une étude spécifique.

○ *Paramètres relativement importants*

La raideur de sol est un paramètre non fondamental dans le dimensionnement des ouvrages concernés par ce mémoire. Les raideurs les plus faibles donnent les quantités d'armatures les plus importantes. Les variations attendues des quantités d'armatures sont comprises entre 0 et 10.0 kg/m³ environ pour la gamme d'ouvrages étudiés dans ce mémoire et pour des raideurs courantes variant de 5.0 MPa/m à 50 MPa/m.

La présence d'une charge en tête de voile est un facteur relativement important. Toutefois, ses effets sont proportionnels à la densité de charge. Pour les STEP étudiée, les chargements sont peu importants au vue de l'épaisseur des structures.

○ Paramètres fondamentaux

L'intégration dans le dimensionnement des phases de construction pour la détermination de contraintes résiduelles est un facteur très important dans le dimensionnement. La phase de construction peut donner jusqu'à 80% des quantités d'armatures à mettre en place dans un radier. Cette phase doit être systématiquement modélisée dans les calculs.

Les effets du retrait gêné ont une influence très importante dans le radier. Toutefois, ils peuvent être optimisés en fonction du décalage de temps entre le coulage du radier et celui du voile. Pour le voile, ils se cumulent à la poussée du liquide. Le retrait devra systématiquement être pris en considération dans les calculs.

Enfin, les effets du gradient thermique ne s'appliquant qu'aux voiles ont aussi un impact important sur les quantités d'armatures. Les moments de flexion générés se cumulent aux efforts en place. Le gradient sera important pour le calcul des cerces car il crée une flexion composée avec traction particulièrement pénalisante pour des sections en béton avec limitations de la fissuration.

➤ Eléments de dimensionnement

Suite à l'ensemble des analyses et grâce aux conclusions établies, j'ai pu établir une méthode de calcul type qui m'a permis le dimensionnement des ouvrages et l'accès aux quantités d'armatures à mettre en œuvre.

Pour les ouvrages non circulaires appartenant à la première catégorie, les équarrissages et les ratios sont constants. Ils ne présentent donc pas d'enjeu majeur dans la conception.

Pour les ouvrages de petits diamètres appartenant à la deuxième catégorie, les équarrissages et les ratios dépendent des modes de construction. Ils restent constants quelques soient les hauteurs et les diamètres des ouvrages.

Enfin, pour les constructions de grands diamètres, le dimensionnement de 18 ouvrages types m'a permis d'établir une liste de ratios d'armatures et de confirmer des équarrissages pressentis. Grâce à cette liste, j'ai pu analyser les tendances pour les voiles, les radiers et les semelles périphériques sous voiles. Cette analyse de tendance m'a conduit à établir un abaque de lecture des ratios et des épaisseurs en fonction du diamètre et de la hauteur des ouvrages. Cet abaque a été étoffé par extrapolation graphique. L'analyse des paramètres m'a permis d'établir un terme correctif en fonction de la raideur de sol réelle. De plus, un deuxième terme correctif doit s'appliquer si les ouvrages sont soumis aux embruns salins.

Ainsi l'établissement d'un avant projet béton armé pour une installation type ne prend plus qu'une heure environ contre une journée auparavant.

✓ *Conseils pour l'utilisation des abaques*

Les abaques sont fiables dans le bornage et suivant les hypothèses courantes retenues pour l'étude. Il appartient à l'ingénieur ou au projeteur d'être prudent et de vérifier que le projet entre dans ce cadre. Dans le cas contraire, il devra analyser l'influence des variations de paramètres sur les résultats. Pour cela, il devra maîtriser les techniques développées dans ce document.

✓ *Utilisation de l'EC2*

Concernant l'application de l'Eurocode 2, il est difficile de savoir si cette norme va influencer sur les quantités d'armatures. L'interprétation possible de la définition des classes d'étanchéité reste un problème. Il apparait tout de même que la maîtrise de la fissuration demandée par le nouveau code de calculs vient en complément des calculs effectués jusqu'à présent. Les anciens règlements n'ayant pas connu de taux de sinistre important resteront une valeur sûre. Il sera prudent d'appliquer au minimum les prescriptions de ces règlements et ceci tant que l'on aura pas eu différents retours permettant une analyse de l'influence des nouveaux codes.

Références bibliographiques

- [1] **BODET Pascal**, Ossatures des bâtiments : réservoir au sol, Cours du Centre des Hautes Etudes de la Construction.
- [2] **CHARON Pierre**, Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L 83, Edition Eyrolles, 1986, pages 445 à 453.
- [3] **GUERRIN Adrien**, Traité de béton armé - Tome VI - réservoirs – Châteaux d'eau – Piscines, Edition Dunod Paris, 1968, 418 pages.
- [4] **GUILLEMONT Pierre**, Aide mémoire Béton armé – 2^{ème} Edition, Edition Dunod Paris, 2006, 299 pages.
- [5] **GOULET Jean, BOUTIN Jean Pierre**, Aide mémoire Résistance des matériaux – 8^{ème} Edition, Edition Dunod Paris, 1998, 299 pages.
- [6] **PAILLE Jean- Marie**, Eurocode - Calcul des structures en béton – Guide d'application, Edition Eyrolles, 2009, pages 267 à 296.
- [7] **THONIER Henry**, Conception et calcul des structures de bâtiment – Tome 5, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1998, Chapitre 17 pages 1809 à 1902.
- [8] **THONIER Henry**, Conception et calcul des structures de bâtiment – Tome 7 – L'Eurocode 2 pratique, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2006, Chapitre 17 pages 369 à 383.
- [9] Groupe de travail **ALEXANDRE Olivier, BOUTIN Catherine, DUCHENE Philippe, LAGRANGE Cécile, LAKEL Abdel, LIENARD Alain, ORDITZ Dominique**, FND AE N°22 – Document Technique – Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, 1998, Cemagref Editions, 96 pages.

Références bibliographiques normatives et officielles

[10] Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux – Fascicule 74 – Construction des réservoirs en béton, 1998, Edition des journaux officiels du ministère de l'équipement, des transports et du logement.

[11] Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux – Fascicule 62 – TITRE V – Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil, 1993, Edition des journaux officiels du ministère de l'équipement, des transports et du logement.

[12] Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux – Fascicule 62 – TITRE 1^{er} – Travaux section1 : béton armé - règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – Règles BAEL 91 révisées 99 – Février 2000, Edition des journaux officiels du ministère de l'équipement, des transports et du logement.

[13] Décret N°94-469 du 3 juin 1994

[14] Décret N°2006-503 de 2 mai 2006

[15] Norme Française NF-P11-221 – Référence DTU14.1 – Travaux de cuvelage – Mai 1993, Edition AFNOR.

[16] Norme Européenne NF-EN1992-1-1 – P18-711-1 EUROCODE 2 – Calcul des structures en béton – Octobre 2005.

Références bibliographiques issues d'internet

[17] www.cieau.com : site du centre d'information de l'eau consulté en septembre 2009.

[18] www.developpement-durable.gouv.fr : site du ministère de l'écologie et du développement durable consulté en octobre 2009.

[19] www.enviro2b.com : site d'information sur l'environnement consulté en octobre 2009 ; article « Stations d'épuration : Chantal Jouanneau, secrétaire d'état à l'écologie, dresse le bilan de deux ans d'action.

ANNEXES

LEGENDE	NC	Non communiqué
	X	Non présent dans la filière
	EX	Déjà existant dans la filière

Dans cette annexe nous donnons les tableaux des synthèses géométriques de différents proiets.

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE SAINT CLAR	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	11,50	3,80
BASSIN D'AERATION	11,50	6,00
SIL0 A BOUE	15,00	8,00
RECIRCULATION	2,20	4,40
DEGAZEUR	1,50	4,00
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	2,76	4,90
STOCKAGE DES SABLES	2,20	2,20
STOCKAGE DES GRAISSES	2,20	3,20
PUITS A FLOTTANTS	1,50	3,60
POSTE TOUTES EAUX	2,20	2,25
POSTE DE RELEVEMENT	NC	NC

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE BEAULIEU	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	17,90	4,00
BASSIN D'AERATION	17,20	6,00
SIL0 A BOUE	X	X
RECIRCULATION	2,20	5,00
DEGAZEUR	2,76	6,50
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	4,20	4,80
STOCKAGE DES SABLES	2,20	2,20
STOCKAGE DES GRAISSES	2,20	2,20
PUITS A FLOTTANTS	1,50	3,50
POSTE TOUTES EAUX	2,20	4,00
POSTE DE RELEVEMENT	2,76	6,00

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE MONTERON	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	12,50	4,00
BASSIN D'AERATION	18,00	4,30
SIL0 A BOUE	14,00	7,50
RECIRCULATION	2,20	4,60
DEGAZEUR	2,20	4,10
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	2,76	4,45
STOCKAGE DES SABLES	2,20	2,60
STOCKAGE DES GRAISSES	2,20	2,60
PUITS A FLOTTANTS	1,50	3,70
POSTE TOUTES EAUX	1,50	3,30
POSTE DE RELEVEMENT	EXISTANT	EXISTANT

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE BOUSSENS	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	10,70	3,50
BASSIN D'AERATION	10,70	6,00
SIL0 A BOUE	X	X
RECIRCULATION	1,50	4,20
DEGAZEUR	1,50	4,30
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	2,20	3,70
STOCKAGE DES SABLES	1,50	2,00
STOCKAGE DES GRAISSES	1,50	2,00
PUITS A FLOTTANTS	1,50	3,60
POSTE TOUTES EAUX	1,50	2,00
POSTE DE RELEVEMENT	2,20	4,20

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE BIZANET	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	11,70	3,50
BASSIN D'AERATION	12,80	6,00
SIL0 A BOUE	X	X
RECIRCULATION	2,20	5,50
DEGAZEUR	2,20	6,00
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	2,76	4,40
STOCKAGE DES SABLES	2,20	0,80
STOCKAGE DES GRAISSES	2,20	0,80
PUITS A FLOTTANTS	2,20	2,30
POSTE TOUTES EAUX	2,20	3,10
POSTE DE RELEVEMENT	2,20	4,30

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE BRANTONNE	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	16,00	4,00
BASSIN D'AERATION	15,80	6,00
SILO A BOUE	X	X
RECIRCULATION	2,20	4,53
DEGAZEUR	2,20	3,75
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	NC	NC
STOCKAGE DES SABLES	NC	NC
STOCKAGE DES GRAISSES	NC	NC
PUITS A FLOTTANTS	2,20	4,30
POSTE TOUTES EAUX	1,50	3,20
POSTE DE RELEVEMENT	2,76	4,75

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE ORAISON	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	17,30	3,75
BASSIN D'AERATION	21,50	6,00
SILO A BOUE	X	X
RECIRCULATION	2,20	4,80
DEGAZEUR	2,76	5,30
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	3,30	4,80
STOCKAGE DES SABLES	NC	NC
STOCKAGE DES GRAISSES	NC	NC
PUITS A FLOTTANTS	2,20	3,10
POSTE TOUTES EAUX	2,20	3,75
POSTE DE RELEVEMENT	2,76	6,00

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE LEVIGNAC	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	11,10	3,55
BASSIN D'AERATION	12,90	6,00
SILO A BOUE	15,00	6,80
RECIRCULATION	2,20	4,20
DEGAZEUR	1,50	5,30
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	3,30	5,30
STOCKAGE DES SABLES	2,20	2,30
STOCKAGE DES GRAISSES	2,20	2,30
PUITS A FLOTTANTS	1,50	3,00
POSTE TOUTES EAUX	NC	NC
POSTE DE RELEVEMENT	2,20	5,60

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE CHEVAGNES	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	7,00	3,00
BASSIN D'AERATION	8,50	3,60
SILO A BOUE	X	X
RECIRCULATION	1,50	3,80
DEGAZEUR	1,50	3,10
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	NC	NC
STOCKAGE DES SABLES	NC	NC
STOCKAGE DES GRAISSES	NC	NC
PUITS A FLOTTANTS	1,50	2,75
POSTE TOUTES EAUX	NC	NC
POSTE DE RELEVEMENT	NC	NC

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE MAUREILHAN	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	14,50	3,20
BASSIN D'AERATION	14,90	3,00
SILO A BOUE	X	X
RECIRCULATION	1,50	3,50
DEGAZEUR	2,20	3,00
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	NC	NC
STOCKAGE DES SABLES	NC	NC
STOCKAGE DES GRAISSES	NC	NC
PUITS A FLOTTANTS	2,20	2,00
POSTE TOUTES EAUX	2,20	3,50
POSTE DE RELEVEMENT	2,20	3,50

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE SERVIAN	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	19,20	3,80
BASSIN D'AERATION	21,90	6,50
SILO A BOUE	X	X
RECIRCULATION	2,76	5,80
DEGAZEUR	NC	NC
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	NC	NC
STOCKAGE DES SABLES	NC	NC
STOCKAGE DES GRAISSES	NC	NC
PUITS A FLOTTANTS	NC	NC
POSTE TOUTES EAUX	NC	NC
POSTE DE RELEVEMENT	NC	NC

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE OUVEILLAN	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	13,50	3,00
BASSIN D'AERATION	13,70	5,50
SIL0 A BOUE	X	X
RECIRCULATION	NC	NC
DEGAZEUR	2,20	4,20
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	NC	NC
STOCKAGE DES SABLES	NC	NC
STOCKAGE DES GRAISSES	NC	NC
PUITS A FLOTTANTS	2,20	2,10
POSTE TOUTES EAUX	NC	NC
POSTE DE RELEVEMENT	NC	NC

TYPE D'OUVRAGE	STEP DE SAMADET	
	Diamètre (m)	Hauteur (m)
CLARIFICATEUR	8,60	3,40
BASSIN D'AERATION	8,60	4,65
SIL0 A BOUE	8,60	7,00
RECIRCULATION	2,20	4,45
DEGAZEUR	1,50	2,80
DESSABLEUR / DEGRAISSEUR	NC	NC
STOCKAGE DES SABLES	NC	NC
STOCKAGE DES GRAISSES	NC	NC
PUITS A FLOTTANTS	1,50	1,90
POSTE TOUTES EAUX	1,50	2,95
POSTE DE RELEVEMENT	1,50	4,50

Cette annexe présente la formule de calcul de la raideur vertical d'un sol de type homogène à partir d'un essai pressiométrique. Cette méthode est tirée du « Fascicule 62 titre V relatif aux règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil » du CCTG.

$$\frac{1}{k_v} = \frac{\alpha * B}{9 * E_m} * \lambda_c + \frac{2 * B_0}{9 * E_m} * \left(\lambda_d * \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Avec α : coefficient rhéologique du sol – Voir tableau ci dessous

B : largeur de la fondation

$B_0 = 0.60$ m

λ_c et λ_d : coefficient dépendant de la géométrie de la fondation – Voir tableau.

E_m : module de déformation moyen du sol issu de l'essai pressiométrique.

La raideur est donné par le rapport du déplacement ou tassement noté S à une contrainte donnée. Le tassement d'un sol s'exprime sous la forme d'une somme de tassement dit de consolidation S_c et déviatorique S_d . Les formules de calcul sont de nature empirique suite à des expérimentations de M. Ménard. Elle sont codifiées dans le fascicule 62 titre V.

$$S = S_c + S_d = \frac{\alpha * B * \lambda_c * \sigma}{9 * E_m} + \frac{2 * B_0 * \sigma}{9 * E_m} * \left(\lambda_d * \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

En divisant cette expression par σ , nous obtenons l'expression de la raideur.

Définition des coefficients rhéologique du sol.

TYPE	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		-

Valeur des coefficients de géométrie de la fondation

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Cette annexe a pour objectif la résolution d'un exemple de dimensionnement de réservoirs sur appuis élastique par la méthode analytique. Nous retiendrons le réservoir dont la géométrie est donnée ci-dessous.

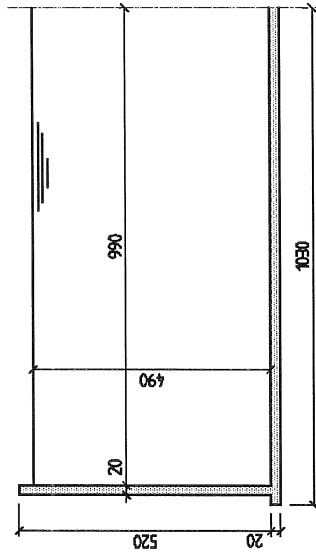


Figure N°01 : Hypothèses pour le dimensionnement des comparaisons

De plus nous retiendrons les hypothèses suivantes :

- ✓ Module de réaction du sol : $k_v = 70 \text{ MPa/m}$
- ✓ Densité du liquide : 10 KN/m^3
- ✓ Effort normal dans l'anneau

Calcul de l'inconnu M_0 :

⇒ Détermination de la rotation à la base du voile en fonction de M_0

→ Calcul de β

$$e = 0,20\text{m} \quad R = 10,00\text{m} \quad \text{Donc : } \beta = 0,931$$

→ Calcul des fonctions W, X, Y et Z pour $x = h$

$$u = 4,56 \quad \text{Donc : } W = -7,26 \quad X = -47,2 \quad Y = -7,25 \quad Z = -47,2$$

→ Calcul de la rotation sous l'effet du liquide

- Calcul de A1 et B1

$$p_0 = 49 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Calcul du béton : } E = 12000 \text{ MPa}$$

$$\text{Constantes A1 et B1 : } A1 = 35,7 \cdot 10^{-6} \quad B1 = -42,2 \cdot 10^{-6}$$

- Calcul de la solution particulière y'_{o1}

$$y'_{o1} = -416,67 \cdot 10^{-6}$$

- Calcul de la rotation $y'1$

$$y'1 = 1,482 \cdot 10^{-3}$$

→ Calcul de la rotation sous l'effet de l'inconnu M_0

- Calcul des constantes A2 et B2

$$A2 = -1,72M_0 \cdot 10^{-6} \quad B2 = 0,23M_0 \cdot 10^{-6}$$

- Calcul de la rotation $y'2$

$$y'2 = -67,082M_0 \cdot 10^{-6}$$

→ Détermination de l'expression de la rotation $y'v$ en fonction de M_0

$$y'v2 = 1,482 \cdot 10^{-6} - 67,082M_0 \cdot 10^{-6}$$

⇒ Détermination de la rotation à la cote a du bord radier (a abscisse axe voile)

→ Calcul de β'

$$\beta'^4 = 2,19 \quad \text{Donc : } \beta' = 1,22$$

→ Calcul de la rotation sous l'effet de la charge P

- Calcul des fonctions $\theta(a) - \xi(2a) - \psi(a)$

$$P = 26 \text{ kN/m} \quad a = 0,30\text{m} \quad \beta'a = 0,366 \quad \xi(2a) = 0,321 \quad \theta(a) = 0,648 \quad \psi(a) = 0,399$$

$$K1 = 0,838$$

- Calcul de la rotation $y'3$

$$y^3 = 463,275 \cdot 10^6$$

→ Calcul de la rotation sous l'effet de M_0

- o Calcul de la fonction $\psi(2a)$

$$\psi(2a) = 0,0363$$

- o Calcul de la rotation y^4

$$y^4 = 68,569M_0 \cdot 10^6$$

→ Calcul de la rotation sous l'effet de la pression du liquide

- o Calcul de la fonction $\xi(a)$

$$\xi(a) = 0,248$$

- o Calcul de la rotation y^5

$$y^5 = -411,546 \cdot 10^6$$

→ Détermination de l'expression de la rotation y^r en fonction de M_0

$$y^r = 51,729 \cdot 10^6 + 68,569M_0 \cdot 10^6$$

⇒ Calcul de M_0 par l'écriture de l'égalité des rotations à la jonction voile/radier

$$M_0 = 10,54 \text{ kNm/m}$$

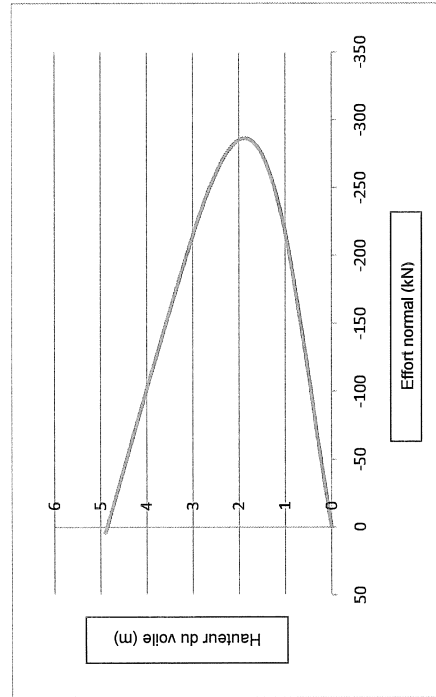
Calcul des sollicitations dans le voile et dans le radier :

⇒ Dans le voile (en fonction de x)

$$N_v = N_1 + N_2 - M_v = M_1 + M_2 - V_v = V_1 + V_2$$

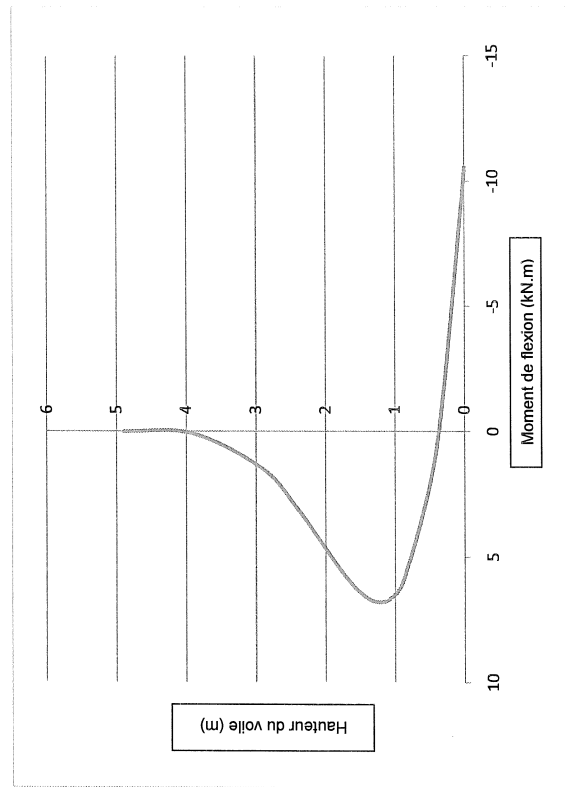
✓ *Effort Normal*

x	β_x	W	X	Y	y_0	N1	N2	N
0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00E+00	8,57	-4,35	4,22
1,00	0,93	0,88	1,18	0,64	-4,17E-04	-110,88	-2,75	-113,63
2,00	1,86	-0,94	3,16	-0,90	-8,33E-04	-230,94	5,41	-225,53
2,50	2,33	-3,55	3,76	-3,48	-1,04E-03	-283,25	15,59	-267,66
2,80	2,61	-5,85	3,48	-5,79	-1,17E-03	-306,72	24,12	-282,59
3,00	2,79	-7,69	2,81	-7,63	-1,25E-03	-317,00	30,66	-286,34
3,20	2,98	-9,72	1,61	-9,67	-1,33E-03	-321,60	37,60	-284,00
3,40	3,16	-11,85	-0,27	-11,81	-1,42E-03	-319,24	44,55	-274,69
3,60	3,35	-13,96	-2,96	-13,93	-1,50E-03	-308,64	50,95	-257,69
3,80	3,54	-15,86	-6,61	-15,84	-1,58E-03	-288,60	55,99	-232,61
4,00	3,72	-17,30	-11,36	-17,28	-1,67E-03	-258,21	58,65	-199,56
4,40	4,10	-17,39	-24,47	-17,38	-1,83E-03	-165,14	51,34	-133,79
4,60	4,28	-15,13	-32,84	-15,12	-1,92E-03	-103,86	37,96	-65,91
4,90	4,56	-7,26	-47,24	-7,26	-2,04E-03	-0,24	-0,07	-0,31



✓ Moment de flexion

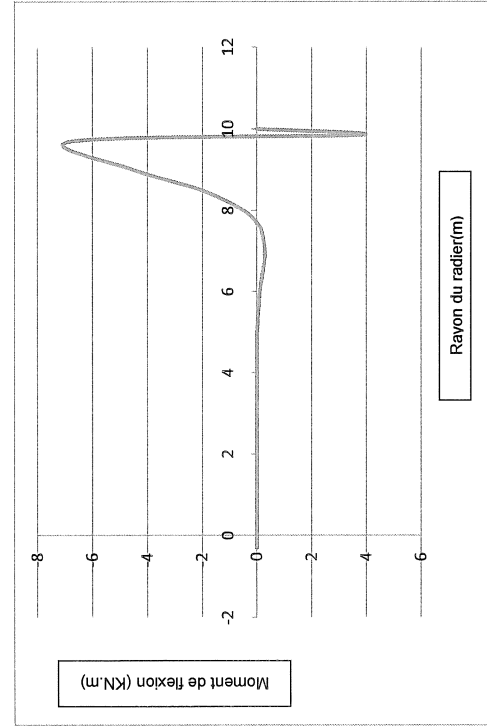
x	β_x	X	Y	Z	M1	M2	M
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
1,00	0,931	1,175	0,640	0,858	-0,11	0,20	0,09
2,00	1,861	3,156	-0,899	3,007	0,88	0,62	1,50
2,50	2,327	3,763	-3,479	3,691	2,41	0,69	3,10
2,80	2,606	3,476	-5,789	3,438	3,72	0,55	4,27
3,00	2,792	2,805	-7,633	2,784	4,73	0,35	5,08
3,20	2,978	1,605	-9,667	1,596	5,81	0,02	5,83
3,40	3,164	-0,266	-11,809	-0,265	6,89	-0,45	6,43
3,60	3,35	-2,955	-13,928	-2,948	7,88	-1,11	6,77
3,80	3,536	-6,608	-15,836	-6,597	8,67	-1,97	6,70
4,00	3,722	-11,355	-17,280	-11,342	9,08	-3,05	6,03
4,40	4,095	-24,470	-17,376	-24,457	7,96	-5,91	2,05
4,60	4,281	-32,840	-15,119	-32,827	5,88	-7,66	-1,78
4,90	4,56	-47,241	-7,255	-47,231	-0,02	-10,53	-10,55



⇨ Dans le radier (en fonction de x)

✓ Moment de flexion dans le radier

X	x'	(x')	(x')	(x')	(x')	(x)	(x)	M
0,30	0,00	1,00E+00	1,00E+00	0,00E+00	8,96E-01	2,48E-01	-6,78	
1,00	0,70	-4,13E-02	2,80E-01	3,21E-01	3,79E-01	2,77E-01	-4,51	
1,50	1,20	-2,05E-01	2,47E-02	2,30E-01	1,14E-01	1,55E-01	-2,04	
2,00	1,70	-1,71E-01	-6,06E-02	1,10E-01	-1,03E-02	5,63E-02	-0,49	
2,31	2,01	-1,21E-01	-6,64E-02	5,48E-02	-3,76E-02	1,90E-02	0,00	
2,50	2,20	-9,14E-02	-6,13E-02	3,02E-02	-4,28E-02	4,33E-03	0,17	
3,00	2,70	-3,10E-02	-3,67E-02	-5,63E-03	-3,51E-02	-1,28E-02	0,29	
3,50	3,20	-6,55E-04	-1,46E-02	-1,39E-02	-1,86E-02	-1,26E-02	0,21	
4,00	3,70	8,58E-03	-2,16E-03	-1,07E-02	-6,22E-03	-7,49E-03	0,10	
5,00	4,70	4,45E-03	2,76E-03	-1,69E-03	1,80E-03	-4,09E-04	0,00	
6,00	5,70	1,54E-04	7,48E-04	5,94E-04	9,07E-04	5,70E-04	-0,01	
7,00	6,70	-3,56E-04	-8,87E-05	2,68E-04	2,74E-05	1,51E-04	0,00	
8,00	7,70	-8,57E-05	-8,32E-05	2,56E-06	-7,35E-05	-1,90E-05	0,00	
9,00	8,70	1,37E-05	-9,15E-06	-2,28E-05	-1,73E-05	-1,70E-05	0,00	
10,30	10,00	6,50E-06	4,70E-06	-1,80E-06	3,49E-06	-1,29E-09	0,00	



Cette annexe a pour objectif de donner le rapport d'étude du logiciel « Réservoir » de Socotec pour l'exemple de dimensionnement permettant la comparaison des méthodes.

Logiciel développé par SOCOTEC

Réservoir - Version 1.01.035

Comp_méth

16/04/2010

Page 1 / 6

Données saisies :

Hauteur de la paroi : H = 5,2 m
 Epaisseur de la paroi : e = 20 cm
 Rayon interne à la paroi : e = 9,9 m
 Débord du radier : d = 0,2 m
 Contrainte du béton à 28j : f_{cj} = 35 MPa
 Coefficient de Poisson : ν = 0

Module de réaction du sol : k = 70 MPa/m

Hauteur du liquide : h_l = 4,9 m
 Poids volumique du liquide : p = 10 kN/m³
 Prise en compte du poids propre de réservoir : 25 kN/m³

Calcul du ferrillage à l'Etat Limite de Service (ELS)
 diamètre des armatures calculées : C_s = 173 MPa
 nature de l'acier HA
 diamètre des armatures imposées : Ø
 condition de liquide non agressif

Attention : Le ferrillage est déterminé pour la contrainte imposée, quels que soient la hauteur et l'élément étudié (radier ou paroi).

Résultats dans la paroi :

Logiciel développé par SOCOTEC

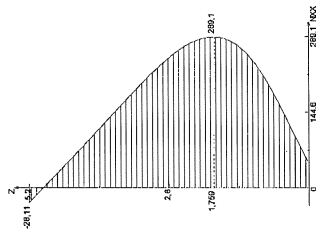
Réservoir - Version 1.01.035

Comp_méth

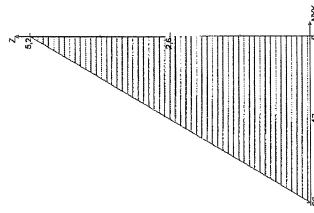
16/04/2010

Page 2 / 6

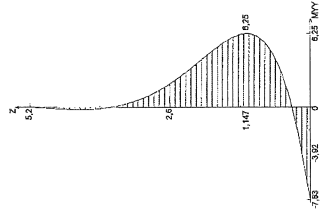
Z	Dépl r	NXX	NYX	MYX	TZY	AXint	AYint
m	cm	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	cm ² /m	cm ² /m
0,000	-0,01	-28,11	-26,00	-7,83	-33,71	0,00	0,00
0,100	0,02	47,13	-26,00	-7,83	-33,71	1,96	2,41
0,200	0,03	67,26	-25,90	-5,35	-28,42	2,92	1,95
0,300	0,04	87,39	-25,80	-2,97	-25,12	2,95	0,49
0,400	0,05	107,52	-25,70	-0,79	-21,83	3,13	0,11
0,500	0,06	127,65	-25,60	1,64	-18,54	3,13	0,00
0,600	0,07	147,78	-25,50	3,46	-15,25	2,95	0,00
0,700	0,08	167,91	-25,40	5,27	-11,96	2,95	0,00
0,800	0,09	188,04	-25,30	7,09	-8,67	2,95	0,00
0,900	0,09	208,17	-25,20	8,91	-5,38	2,95	0,00
1,000	0,10	228,30	-25,10	10,73	-2,09	2,95	0,00
1,100	0,10	248,43	-25,00	12,55	1,20	2,95	0,00
1,200	0,11	268,56	-24,90	14,37	3,91	2,95	0,00
1,300	0,11	288,69	-24,80	16,19	6,62	2,95	0,00
1,400	0,12	308,82	-24,70	18,01	9,33	2,95	0,00
1,500	0,12	328,95	-24,60	19,83	12,04	2,95	0,00
1,600	0,12	349,08	-24,50	21,65	14,75	2,95	0,00
1,700	0,12	369,21	-24,40	23,47	17,46	2,95	0,00
1,800	0,12	389,34	-24,30	25,29	20,17	2,95	0,00
1,900	0,12	409,47	-24,20	27,11	22,88	2,95	0,00
2,000	0,12	429,60	-24,10	28,93	25,59	2,95	0,00
2,100	0,12	449,73	-24,00	30,75	28,30	2,95	0,00
2,200	0,12	469,86	-23,90	32,57	31,01	2,95	0,00
2,300	0,11	489,99	-23,80	34,39	33,72	2,95	0,00
2,400	0,11	510,12	-23,70	36,21	36,43	2,95	0,00
2,500	0,11	530,25	-23,60	38,03	39,14	2,95	0,00
2,600	0,10	550,38	-23,50	39,85	41,85	2,95	0,00
2,700	0,10	570,51	-23,40	41,67	44,56	2,95	0,00
2,800	0,10	590,64	-23,30	43,49	47,27	2,95	0,00
2,900	0,09	610,77	-23,20	45,31	50,00	2,95	0,00
3,000	0,09	630,90	-23,10	47,13	52,71	2,95	0,00
3,100	0,08	651,03	-23,00	48,95	55,42	2,95	0,00
3,200	0,08	671,16	-22,90	50,77	58,13	2,95	0,00
3,300	0,07	691,29	-22,80	52,59	60,84	2,95	0,00
3,400	0,07	711,42	-22,70	54,41	63,55	2,95	0,00
3,500	0,06	731,55	-22,60	56,23	66,26	2,95	0,00
3,600	0,06	751,68	-22,50	58,05	68,97	2,95	0,00
3,700	0,06	771,81	-22,40	59,87	71,68	2,95	0,00
3,800	0,05	791,94	-22,30	61,69	74,39	2,95	0,00
3,900	0,05	812,07	-22,20	63,51	77,10	2,95	0,00
4,000	0,04	832,20	-22,10	65,33	79,81	2,95	0,00
4,100	0,04	852,33	-22,00	67,15	82,52	2,95	0,00
4,200	0,03	872,46	-21,90	68,97	85,23	2,95	0,00
4,300	0,03	892,59	-21,80	70,79	87,94	2,95	0,00
4,400	0,02	912,72	-21,70	72,61	90,65	2,95	0,00
4,500	0,02	932,85	-21,60	74,43	93,36	2,95	0,00
4,600	0,01	952,98	-21,50	76,25	96,07	2,95	0,00
4,700	0,01	973,11	-21,40	78,07	98,78	2,95	0,00
4,800	0,00	993,24	-21,30	79,89	101,49	2,95	0,00
4,900	-0,01	1013,37	-21,20	81,71	104,20	2,95	0,00
5,000	-0,01	1033,50	-21,10	83,53	106,91	2,95	0,00
5,100	-0,01	1053,63	-21,00	85,35	109,62	2,95	0,00
5,200	-0,01	1073,76	-20,90	87,17	112,33	2,95	0,00



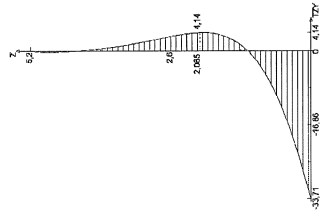
Effort normal NXX (kN/m) dans la paroi.



Effort normal NYX (kN/m) dans la paroi.



Moment MYX (kN*m/m) dans la paroi.

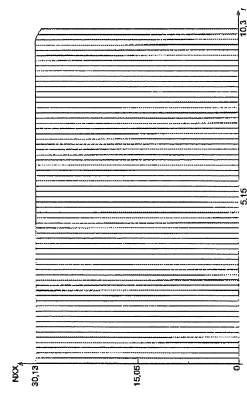


Effort tranchant TZY (kN/m) dans la paroi.

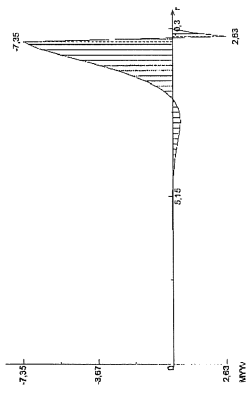
Résultats dans le radier :

r	Dép Z	Pres Z	NXX	MYX	TZY	AYint	AYsup
m	cm	kN/m ²	kN/m	kN*m/m	kN/m	cm ² /m	cm ² /m
min	-0,12	-62,53	29,24	-7,35	-0,40	0,00	0,00
max	-0,06	-43,46	30,13	2,63	23,83	1,06	3,95
	0,000	-0,07	-49,00	30,13	-0,00	0,01	0,87
	0,500	-0,07	-49,00	30,13	-0,00	-0,00	0,87
	1,000	-0,07	-49,00	30,13	-0,00	-0,00	0,87
	1,500	-0,07	-49,00	30,13	-0,00	-0,00	0,87
	2,000	-0,07	-49,00	30,13	-0,00	-0,00	0,87

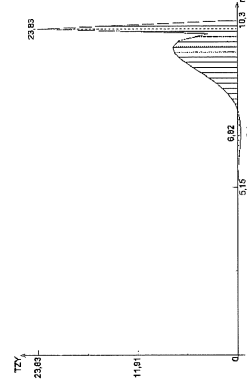
r	Dép.Z	Pres.Z	NXX	MYX	TZY	AVInt	AVsup
2.500	-0.07	-48.99	30.13	0.00	0.00	0.87	0.87
3.000	-0.07	-48.99	30.13	-0.00	0.00	0.87	0.87
3.500	-0.07	-48.99	30.13	-0.00	0.01	0.87	0.87
4.000	-0.07	-48.99	30.13	-0.01	0.02	0.87	0.88
4.500	-0.07	-49.01	30.13	-0.02	0.02	0.86	0.88
5.000	-0.07	-49.09	30.13	-0.02	-0.00	0.86	0.88
5.500	-0.07	-49.18	30.13	-0.00	-0.07	0.87	0.87
6.000	-0.07	-49.27	30.13	0.05	-0.20	0.90	0.85
6.500	-0.07	-49.24	30.13	0.16	-0.35	0.94	0.80
7.000	-0.07	-48.95	30.13	0.30	-0.36	1.00	0.74
7.500	-0.07	-47.83	30.13	0.37	-0.04	1.03	0.71
8.000	-0.07	-46.01	30.13	0.78	3.96	0.53	0.51
8.500	-0.06	-44.02	30.13	-0.78	5.19	0.00	0.06
9.000	-0.05	-42.00	30.13	-5.57	7.00	0.00	0.22
9.500	-0.10	-37.79	30.02	-9.54	17.37	0.73	1.26
10.000	-0.10	-70.30	29.98	-2.63	23.83	1.06	0.60
10.060	-0.10	-72.82	29.82	1.83	19.09	0.75	0.00
10.100	-0.11	-77.70	29.53	0.62	9.77	0.26	0.00
10.200	-0.12	-82.63	29.24	-0.20	0.64	-0.00	0.00



Effort normal NXx (kN/m) dans le radier.

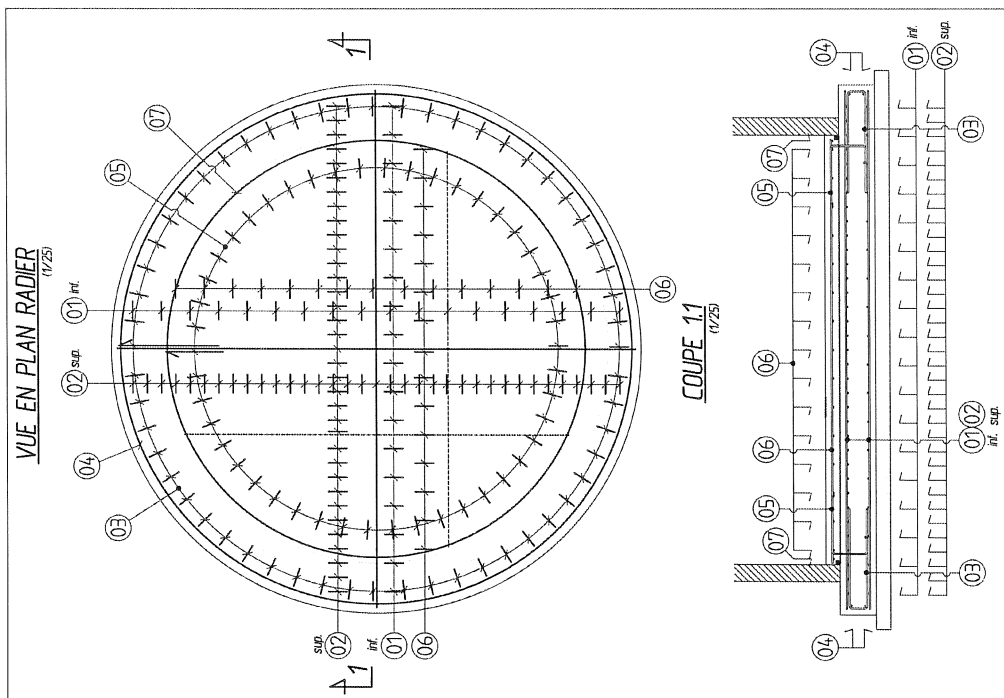


Moment MYy (kN*m/m) dans le radier.



Effort tranchant TZy (kN/m) dans le radier.

Cette annexe donne le plan d'armatures d'un radier d'épaisseur 25cm pour un ouvrage de type « élévation préfabriquée de 6.50m de hauteur et de 3.00m de diamètre ». Cette annexe se réfère au paragraphe concernant les ouvrages de petits diamètres.



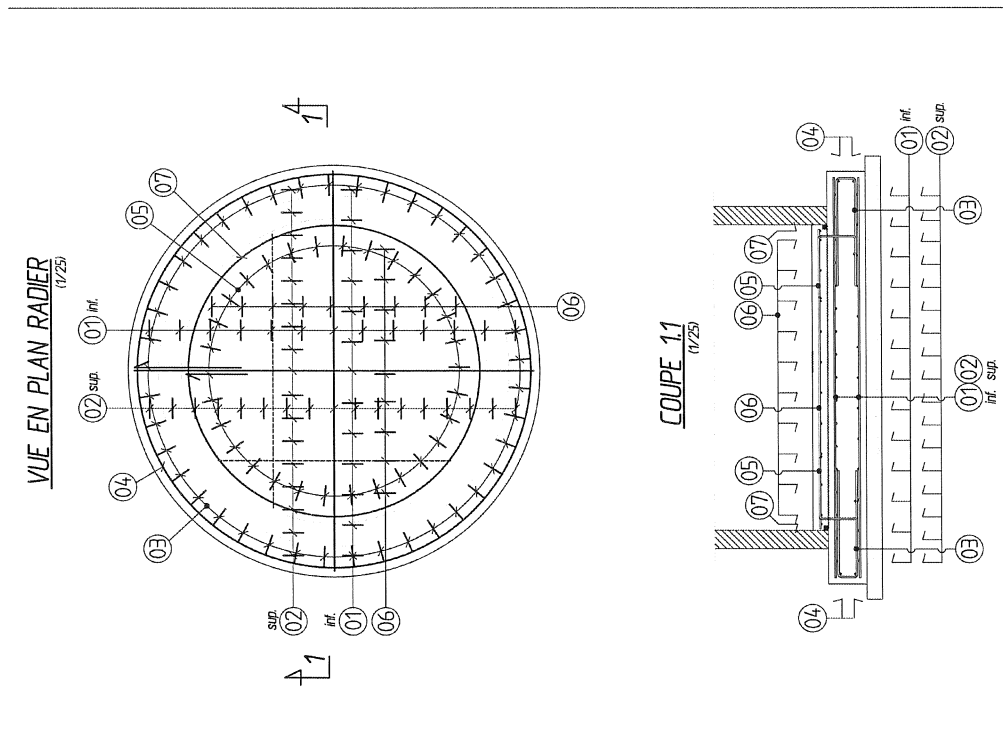
Ø	Nombre Barres		Lg d'une barre (m)	Lg totale (m)	Façonnage et Observation (cm)
	HA / ADX	Détail / Total			
01	8	1	103.16	103.16	Lg : var inf.
02	10	1	204.20	204.20	Lg : var sup.
03	10	2x2	6.31	25.24	rec r=178 lg=560 rec=71 mm
04	8	56	1.53	85.68	30. 40 13
05	8	46	0.74	34.04	46 18 10 A 6 10 repplier Lg : var.
06	8	1	67.16	67.16	Lg : var.
07	8	2	5.18	10.36	rec r=146 lg=458 rec=60 mm

	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Diamètres									
Etriers	50	40	50	70	100	100	200	300	400
Ancreages	70	100	100	150	200	250	300	400	500
Courbes	150	200	200	250	300	400	500	500	500

Diam	ACIER HAUTE ADHERENCE		ACIER Doux	
	Longueur totale	Poids au ml. total (KG)	Longueur totale	Poids total (KG)
6	-	0.272	-	0.272
8	300.40	0.395	187	0.395
10	229.44	0.617	14.16	0.617
12	-	0.888	-	0.888
14	-	1.208	-	1.208
16	-	1.578	-	1.578
20	-	2.466	-	2.466
25	-	3.854	-	3.854
32	-	6.318	-	6.318
		TOTAL	2602	TOTAL

POIDS TOTAL = 261 kg

Cette annexe donne le plan d'armatures d'un radier d'épaisseur 20cm pour un ouvrage de type « élévation préfabriquée de 6.50m de hauteur et de 2.00m de diamètre ». Cette annexe se réfère au paragraphe concernant les ouvrages de petits diamètres.



Ø	Nombre Barres		Lg d'une barre (m)	Lg totale (m)	Façonnage et Observation (cm)
	HA	ADX			
01	8	20	54.12	54.12	Lg : var. inf.
02	10	15	63.84	63.84	Lg : var. sup.
03	10	2x2	4.76	19.04	rec r=129 lg=405 rec=71 mm
04	8	20	1.53	62.73	30 - 40
05	8	20	0.74	22.20	4-6 A 6 10 repplier 10 10
06	8	20	33.12	33.12	Lg : var.
07	8	vp	3.60	7.20	rec r=95 lg=300 rec=60 mm

Diamètres	6	10	12	14	16	20	25	32	40
Etriers	30	40	50	70	100	200	250	300	400
Ancrages	70	100	100	150	150	200	250	300	400
Courbes		150	200	200	250	300	400	500	500

Diam	ACIER HAUTE ADHERENCE		ACIER DOUX	
	Longueur totale	Poids total (KG)	Longueur totale	Poids total (KG)
6	-	0.222	-	0.222
8	179.37	0.395	70.9	0.395
10	82.88	0.617	51.1	0.617
12	-	0.888	-	0.888
14	-	1.208	-	1.208
16	-	1.578	-	1.578
20	-	2.466	-	2.466
25	-	3.854	-	3.854
32	-	6.318	-	6.318
		TOTAL	142.0	TOTAL

POIDS TOTAL = 122 kg

Cette annexe présente et commente la note de calculs complète du voile d'un ouvrage de petit diamètre dans ses conditions les plus pénalisantes de géométrie et de chargements.

Hypothèses générales

Règlements utilisés

CCTG - Fascicule 74
CCTG BAEL91 révisé 99

Béton

Classe de résistance C35/45 ; $f_{c28} = 35$ MPa.
Classe d'environnement : XA2.

Armatures

Nuance FeE500 = 500 MPa.

Fissuration très préjudiciable suivant le Fascicule 74 pour le bassin.

Enrobage : 4 cm.

0	8	10	12	14	16	20	25	32
cs	200	200	192	181	173	160	148	136
1.is	16	21	24	26	28	33	38	45
2.is	33	41	47	52	57	66	76	90
3.is	49	62	71	78	85	98	114	135

Chargements

Charges permanentes

Densité du béton armé : 2.5 t/m^3 .
Effet du retrait généré : $\epsilon_r = 3.10^{-4}$.

Charges d'exploitation

Densité du liquide à l'intérieur des bassins : 1.0 t/m^3 .

Charge thermique

Le gradient thermique induit des moments de flexion dans les voiles sur chacune des faces et dans les deux directions. La face froide est tendue. Nous retenons un champ de température linéaire avec une différence de température de part et d'autre de la paroi de :

$$\Delta T = \pm 20 \text{ }^\circ\text{C}$$

$f_{c28} = 35$ MPa
 $E_v = 12103$ MPa : module différé de déformation du béton
 $\lambda_b = 1.75$ W/m $^\circ\text{C}$: coefficient de conduction du béton
 $1/h_i = 0.0005$ m $^2\text{C/W}$: résistance surfacique de la paroi en contact avec l'eau
 $1/h_e = 0.06$ m $^2\text{C/W}$: résistance surfacique de la paroi extérieure
 $\alpha = 1\text{E-}005$: coefficient de dilatation thermique du béton.
 $H_o = 0.15$ m : épaisseur de la paroi

Coefficient de transmission:

$$C_{tu} = 1/(1/h_e + 1/h_i + h_o/\lambda_b)$$

$$C_{tu} = 6.8 \text{ W/m}^2\text{C}^\circ$$

Gradient thermique :

$$\Delta t = \Delta T * C_{tu} * h_o / \lambda_b$$

$$\Delta t = \pm 12 \text{ }^\circ\text{C}$$

Pour les armatures verticales, partiellement tendue. Dans ce cas, et pour une section d'armatures inférieure à $A_{s_{lim}} = 60.0 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par face, c'est l'inertie du béton qui est prépondérante sur celle des armatures. Dans ce cas, pour une bande de 1.00 ml, le moment ne dépend que de l'épaisseur de la paroi. Compte tenu de la géométrie de l'ouvrage, cette section ne sera pas atteinte.

$$A = 26.0 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad d = 0.07 \text{ m}$$

$$A/d = 0.0857$$

$$h_o^3/24 = 0.0001406 \text{ m}^4/\text{ml} = I_o = 0.000141 \text{ m}^4/\text{ml}$$

$$\text{Moment de flexion :} \quad M\theta = \alpha * \Delta t * E I / h_o$$

$$M\theta = 0.13 \text{ t.m}$$

Pour les armatures horizontales, la section est entièrement tendue. Etant donné que nous ne plaçons qu'une seule nappe d'armature, alors l'inertie des armatures seules est nulle. C'est l'inertie du béton qui est prépondérante. Dans ce cas, pour une bande de 1.00 ml, le moment ne dépend que de l'épaisseur de la paroi. Compte tenu de la géométrie de l'ouvrage, cette section ne sera pas atteinte.

$$a = 16$$

$$E_v (h_o^3/a) = 2.6 \text{ m}^4/\text{ml}$$

$$\text{Moment de flexion :}$$

$$M\theta = \alpha * \Delta t * E I / h_o$$

$$M\theta = 0.20 \text{ t.m}$$

Calcul du voile

Principe

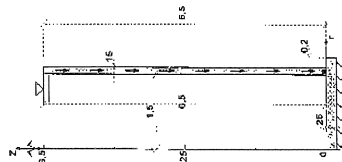
Le bassin est modélisé sur le logiciel « SOCOTEC RESERVOIR » en phase de fonctionnement. Compte tenu de la faible épaisseur des voiles, ce dernier sera considéré comme rotulé dans le radier.

Logiciel développé par **Reservoir - Version 1.01.035** 08/03/2010 Page 1 / 4
 Petit diamètre.Rsv

Données saisies :

- Hauteur de la paroi : H 6,5 m
- Épaisseur de la paroi : e 15 cm
- Épaisseur du radier : e_r 25 cm
- Rayon interne à la paroi : R 1,5 m
- Débord du radier : d 0,2 m
- Contrainte du béton à 28j : f_{cd} 35 MPa
- Coefficient de Poisson : ν 0
- Module de réaction du sol : k 10 MPa/m
- Paroi rotulée en pied.
- Hauteur du liquide : h 6,5 m
- Poids volumique du liquide : p 10 kN/m³
- Prise en compte du poids propre de réservoir densité ds poids : d 25 kN/m³
- Prise en compte du retrait de béton décalage entre le coulage du radier et de la paroi : 10 jours
- retrait de base : ε_s 0

Calcul du ferrillage à l'Etat Limite de Service (ELS) avec les limites des armatures calculées : σ_s 173 MPa diamètre des armatures imposé : Ø 16 mm nature de l'acier HA condition de liquide non agressif Attention : Le ferrillage est déterminé pour la contrainte imposée, quels que soient la hauteur et l'élement étudié (radier ou paroi).



Résultats dans la paroi :

Z	Dép.r	NXX	NYX	TTY	ZZY	AXint	AXext	AYint	AYext
m	cm	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	cm ² /m	cm ² /m	cm ² /m	cm ² /m

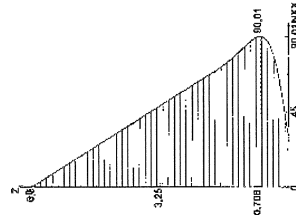
Reservoir - Version 1.01.035

08/03/2010

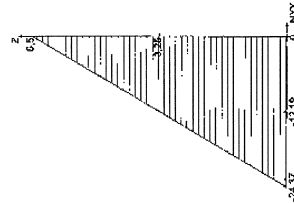
Page 2 / 4

Page 2 / 4

Z	Dép.r	NXX	NYX	TTY	ZZY	AXint	AXext	AYint	AYext
min	max								
0,000	0,000	00,01	0,00	-24,37	-0,04	-8,32	0,00	0,00	0,00
0,650	0,000	51,11	0,00	0,92	1,77	2,61	2,61	0,00	0,00
1,300	0,000	59,57	0,00	-24,37	0,06	-3,52	0,90	0,00	0,00
1,950	0,000	79,68	0,00	-21,94	0,49	1,72	2,39	0,00	0,00
2,600	0,000	67,92	0,00	-19,50	-0,03	0,14	2,31	0,00	0,00
3,250	0,000	58,33	0,00	-17,06	0,00	-0,06	1,97	0,00	0,00
3,900	0,000	48,65	0,00	-14,62	0,00	0,00	1,69	0,00	0,00
4,550	0,000	38,92	0,00	-12,19	0,00	0,00	1,41	0,00	0,00
5,200	0,000	29,19	0,00	-9,75	0,00	0,00	1,13	0,00	0,00
5,850	0,000	19,46	0,00	-7,31	0,00	0,00	0,84	0,00	0,00
6,500	0,000	9,73	0,00	-4,87	0,00	0,00	0,56	0,00	0,00
6,500	0,000	-0,00	0,00	-2,44	0,00	0,00	0,28	0,00	0,00
		-0,00	0,00	-0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,00	0,00



Effort normal NXX (kN/m) dans la paroi.



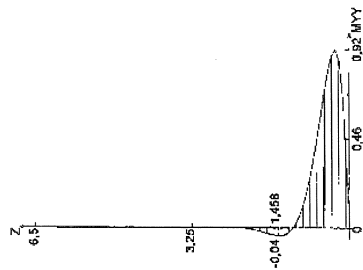
Effort normal NYX (kN/m) dans la paroi.

Reservoir - Version 1.01.035

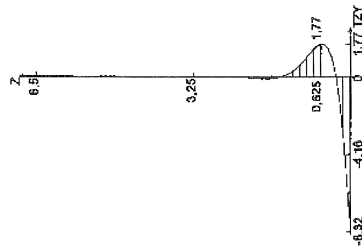
08/03/2010

Petit diamètre.Rsv

Page 3 / 4



Moment MY (kNm/m) dans la paroi.



Effort tranchant TZ (kN/m) dans la paroi.

Justifications établies dans la noteJustification des contraintes béton

Pour chacun des points de calculs des voiles et du radier nous vérifions les contraintes de traction dans le béton suivant l'article « IV.6.2.2.b » du fascicule 74. Cet article limite les contraintes de traction dans le béton afin de limiter l'ouverture des fissures. Nous vérifions l'inégalité suivante.

$$\sigma_{bt} = 1.10 \cdot \Phi \cdot f_{t28}$$

Avec :

 $\theta = 1$ dans le cadre de la traction simple

$$\theta = 1 + (2e_0 / 3h_0) \text{ si } e_0 < h_0$$

$$\theta = 5/3 \text{ dans les autres cas.}$$

De plus nous justifierons les contraintes de cisaillement. Nous calculerons la contrainte tangente ultime tel que :

$$\tau_u = 1.50 \cdot T_{2T} / (b \cdot d) \quad \text{Nous retiendrons } d = 0.85 \cdot h_0 \text{ et } b = 1.00 \text{ m.}$$

La contrainte calculée sera comparée à la contrainte limite ultime suivante.

$$\tau_{ulim} = 0.07 \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{BAEL91 rev 99})$$

Justification des contraintes dans les armatures

Pour chacun des points significatifs de calcul, pour le radier comme pour les voiles, nous déterminerons les contraintes dans les armatures. Ces contraintes seront calculées en flexion composée à partir du logiciel « BAE-L de Socotec ». Elles seront comparées aux valeurs limites données dans les hypothèses générales.

Justification du voileCondition minimale

Avec une épaisseur de 15cm, l'ouvrage est de classe A et il est autorisé de ne disposer qu'une seule nappe d'armatures.

$$\text{Armatures verticales minimum } A_{\text{min}} = 0.125\% \times 15 \times 100 = 1.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous retiendrons au moins HA8 e=20cm soit 2.5cm²/ml.

$$\text{Armatures horizontales minimum } A_{\text{min}} = 2.7 / 500 \times 15 \times 100 = 8.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous retiendrons au moins HA12 e=14cm soit 8.08 cm²/ml.

Vérifications réglementaires

Vérification de la contrainte tangente

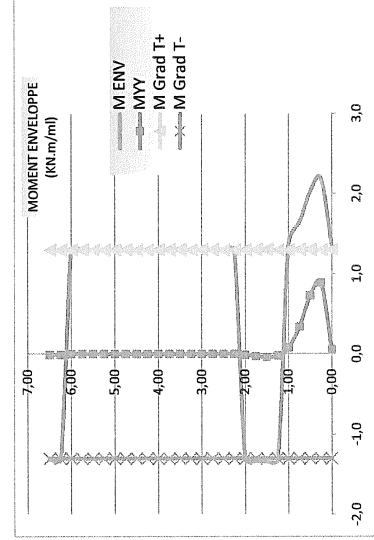
$$\tau_v = 1.50 \cdot T_{xy} / (b \cdot d)$$

$$\tau_{vlim} = 0.07 \cdot f_{c28} / \gamma_b \text{ (BAEL91 rev 99)}$$

Z = (m)	TZY (kN/m)	Tu (kN/m)	tu (MPa)	tu lim (MPa)	Vérif
0.00	-8.3	-12.5	0.10	< 1.63	OK
0.25	-0.8	-1.2	0.01	< 1.63	OK
0.50	1.7	2.5	0.02	< 1.63	OK
0.75	1.5	2.3	0.02	< 1.63	OK
1.00	0.8	1.2	0.01	< 1.63	OK
1.25	0.2	0.3	0.00	< 1.63	OK
1.50	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
1.75	-0.1	-0.1	0.00	< 1.63	OK
2.00	-0.1	-0.1	0.00	< 1.63	OK
2.25	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
2.50	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
2.75	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
3.00	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
3.25	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
3.50	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
3.75	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
4.00	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
4.25	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
4.50	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
4.75	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
5.00	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
5.25	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
5.50	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
5.75	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
6.00	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
6.25	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK
6.50	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK

Sollicitations enveloppes

Z = (m)	Ny (kN)	Nvoile (kN)	MyY (kN.m)	MxD (kN.m)	Menv (kN.m)	Face tendue
0.00	-24.4	-24.4	0.1	1.3	1.4	EXT
0.25	-23.4	-23.5	0.9	1.3	2.2	EXT
0.50	-22.5	-22.5	0.7	1.3	2.0	EXT
0.75	-21.6	-21.6	0.3	1.3	1.6	EXT
1.00	-20.6	-20.7	0.1	1.3	1.4	EXT
1.25	-19.7	-19.7	0.0	1.3	-1.3	INT
1.50	-18.8	-18.8	0.0	1.3	-1.3	INT
1.75	-17.8	-17.9	0.0	1.3	-1.3	INT
2.00	-16.9	-16.9	0.0	1.3	-1.3	INT
2.25	-15.9	-16.0	0.0	1.3	1.3	INT
2.50	-15.0	-15.0	0.0	1.3	1.3	INT
2.75	-14.1	-14.1	0.0	1.3	1.3	INT
3.00	-13.1	-13.2	0.0	1.3	1.3	INT
3.25	-12.2	-12.2	0.0	1.3	1.3	INT
3.50	-11.3	-11.3	0.0	1.3	1.3	INT
3.75	-10.3	-10.4	0.0	1.3	1.3	INT
4.00	-9.4	-9.4	0.0	1.3	1.3	INT
4.25	-8.4	-8.5	0.0	1.3	1.3	INT
4.50	-7.5	-7.5	0.0	1.3	1.3	INT
4.75	-6.6	-6.6	0.0	1.3	1.3	INT
5.00	-5.6	-5.7	0.0	1.3	1.3	INT
5.25	-4.7	-4.7	0.0	1.3	1.3	INT
5.50	-3.8	-3.8	0.0	1.3	1.3	INT
5.75	-2.8	-2.9	0.0	1.3	1.3	INT
6.00	-1.9	-1.9	0.0	1.3	1.3	INT
6.25	-0.9	-1.0	0.0	1.3	-1.3	INT
6.50	0.0	0.0	0.0	1.3	-1.3	INT



Vérification des contraintes de traction sous sollicitations verticales

Z = (m)	N _{vy} (kN)	N _{bp} (kN)	M _{vy} (kN.m)	M _{by} (kN.m)	Vérification avec N _{min} et M _{enrv}			Vérification avec N _{max} et M _{enrv}			Vérif	
					eo (m)	Φ	ab lim MPa	ob calc MPa	eo (m)	Φ		ab lim MPa
0.00	-24.4	-24.4	0.1	1.3	1.4	-0.06	1.25	3.71	>	0.20	OK	OK
0.25	-23.4	-23.5	0.9	1.3	2.2	-0.09	1.41	4.20	>	0.43	OK	OK
0.50	-22.5	-22.5	0.7	1.3	2.0	-0.09	1.40	4.16	>	0.39	OK	OK
0.75	-21.6	-21.6	0.3	1.3	1.6	-0.08	1.34	3.97	>	0.29	OK	OK
1.00	-20.6	-20.7	0.1	1.3	1.4	-0.07	1.30	3.85	>	0.23	OK	OK
1.25	-19.7	-19.7	0.0	1.3	-1.3	0.07	1.30	3.85	>	0.22	OK	OK
1.50	-18.8	-18.8	0.0	1.3	-1.3	0.07	1.32	3.91	>	0.23	OK	OK
1.75	-17.8	-17.9	0.0	1.3	-1.3	0.07	1.33	3.95	>	0.24	OK	OK
2.00	-16.9	-16.9	0.0	1.3	-1.3	0.08	1.34	3.99	>	0.24	OK	OK
2.25	-15.9	-16.0	0.0	1.3	1.3	-0.08	1.36	4.04	>	0.24	OK	OK
2.50	-15.0	-15.0	0.0	1.3	1.3	-0.09	1.38	4.11	>	0.25	OK	OK
2.75	-14.1	-14.1	0.0	1.3	1.3	-0.09	1.41	4.19	>	0.25	OK	OK
3.00	-13.1	-13.2	0.0	1.3	1.3	-0.10	1.44	4.27	>	0.26	OK	OK
3.25	-12.2	-12.2	0.0	1.3	1.3	-0.11	1.47	4.37	>	0.27	OK	OK
3.50	-11.3	-11.3	0.0	1.3	1.3	-0.12	1.51	4.49	>	0.27	OK	OK
3.75	-10.3	-10.4	0.0	1.3	1.3	-0.13	1.56	4.63	>	0.28	OK	OK
4.00	-9.4	-9.4	0.0	1.3	1.3	-0.14	1.61	4.79	>	0.28	OK	OK
4.25	-8.4	-8.5	0.0	1.3	1.3	-0.15	1.67	4.95	>	0.29	OK	OK
4.50	-7.5	-7.5	0.0	1.3	1.3	-0.17	1.67	4.95	>	0.30	OK	OK
4.75	-6.6	-6.6	0.0	1.3	1.3	-0.20	1.67	4.95	>	0.30	OK	OK
5.00	-5.6	-5.7	0.0	1.3	1.3	-0.23	1.67	4.95	>	0.31	OK	OK
5.25	-4.7	-4.7	0.0	1.3	1.3	-0.28	1.67	4.95	>	0.32	OK	OK
5.50	-3.8	-3.8	0.0	1.3	1.3	-0.34	1.67	4.95	>	0.32	OK	OK
5.75	-2.8	-2.9	0.0	1.3	1.3	-0.46	1.67	4.95	>	0.33	OK	OK
6.00	-1.9	-1.9	0.0	1.3	1.3	-0.68	1.67	4.95	>	0.33	OK	OK
6.25	-0.9	-1.0	0.0	1.3	-1.3	1.34	1.67	4.95	>	0.34	OK	OK
6.50	0.0	0.0	0.0	1.3	-1.3	34.93	1.67	4.95	>	0.35	OK	OK

Vérification des contraintes de traction sous sollicitations horizontales

Z = (m)	N _{vx} (kN)	M _D (kN.m)	eo (m)	Φ	ab lim MPa	ob calc MPa	Vérif	
0.00	31.1	2.0	0.064	1.29	3.82	>	0.74	OK
0.25	66.7	2.0	0.030	1.13	3.37	>	0.98	OK
0.50	85.8	2.0	0.023	1.10	3.28	>	1.11	OK
0.75	89.9	2.0	0.022	1.10	3.26	>	1.13	OK
1.00	86.4	2.0	0.023	1.10	3.28	>	1.11	OK
1.25	80.8	2.0	0.025	1.11	3.30	>	1.07	OK
1.50	75.6	2.0	0.026	1.12	3.32	>	1.04	OK
1.75	71.1	2.0	0.028	1.13	3.34	>	1.01	OK
2.00	67.2	2.0	0.030	1.13	3.36	>	0.98	OK
2.25	63.5	2.0	0.032	1.14	3.39	>	0.96	OK
2.50	59.8	2.0	0.033	1.15	3.41	>	0.93	OK
2.75	56.1	2.0	0.036	1.16	3.44	>	0.91	OK
3.00	52.4	2.0	0.038	1.17	3.47	>	0.88	OK
3.25	48.7	2.0	0.041	1.18	3.51	>	0.86	OK
3.50	44.9	2.0	0.045	1.20	3.56	>	0.83	OK
3.75	41.2	2.0	0.049	1.22	3.61	>	0.81	OK
4.00	37.4	2.0	0.053	1.24	3.68	>	0.78	OK
4.25	33.7	2.0	0.059	1.26	3.75	>	0.76	OK
4.50	29.9	2.0	0.067	1.30	3.85	>	0.73	OK
4.75	26.2	2.0	0.076	1.34	3.98	>	0.71	OK
5.00	22.5	2.0	0.089	1.40	4.15	>	0.68	OK
5.25	18.7	2.0	0.107	1.48	4.38	>	0.66	OK
5.50	15.0	2.0	0.134	1.59	4.73	>	0.63	OK
5.75	11.2	2.0	0.178	1.67	4.95	>	0.61	OK
6.00	7.5	2.0	0.267	1.67	4.95	>	0.58	OK
6.25	3.7	2.0	0.535	1.67	4.95	>	0.56	OK
6.50	0.0	2.0	-	1.67	4.95	>	0.53	OK

Armature du voile

Armatures verticales

Nous retournons au moins le %mini soit 2.5cm²/ml et nous vérifions les contraintes.
Le calcul des contraintes est réalisé sur le logiciel « SOCOTEC BEALR ». Nous vérifions deux points singuliers.

Pour z = 0.25 ml

BaelR Version 1.02.035

Données saisies :

Largeur section : 1.00 m
Hauteur section : 0.15 m
Position centre de gravité des armatures supérieures : 0.07 m
Position centre de gravité des armatures inférieures : 0.01 m
Contrainte du béton : 35 MPa
Limite élastique de l'acier : 500 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton : 23,5
Moment fléchissant ELS : 2,2 kN*m
Section armatures inférieures ELS : 2,5 cm²

Résultats des calculs aux ELS :

Contrainte de la fibre supérieure du béton : 1,19 MPa
 Contrainte des armatures inférieures : -28,6 MPa < 200 MPa OK

Pour $z = 6,00$ m

BaelR Version 1.02.035

Données saisies :

Largeur section : 1,00 m
 Hauteur section : 0,15 m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,07 m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,01 m
 Contrainte du béton : 35 MPa
 Limite élastique de l'acier : 500 MPa
 Coefficient d'équivalence acier/béton : 15
 Effort normal ELS : 1,3 kN
 Moment fléchissant ELS : 1,3 kN*m
 Section armatures inférieures ELS : 2,5 cm²

Résultats des calculs aux ELS :

Contrainte de la fibre supérieure du béton : 0,76 MPa
 Contrainte des armatures inférieures : -41,4 MPa < 200 MPa OK

Les HA8 e=20cm verticaux conviennent. Nous les placerons dans l'axe du voile et du coté intérieur à l'ouvrage.

Armatures horizontales

Nous retenons au moins le %mini soit 8.1 cm²/ml et nous vérifions les contraintes. Le calcul des contraintes est réalisé sur le logiciel « SOCOTEC BAE LR ».

Données saisies :

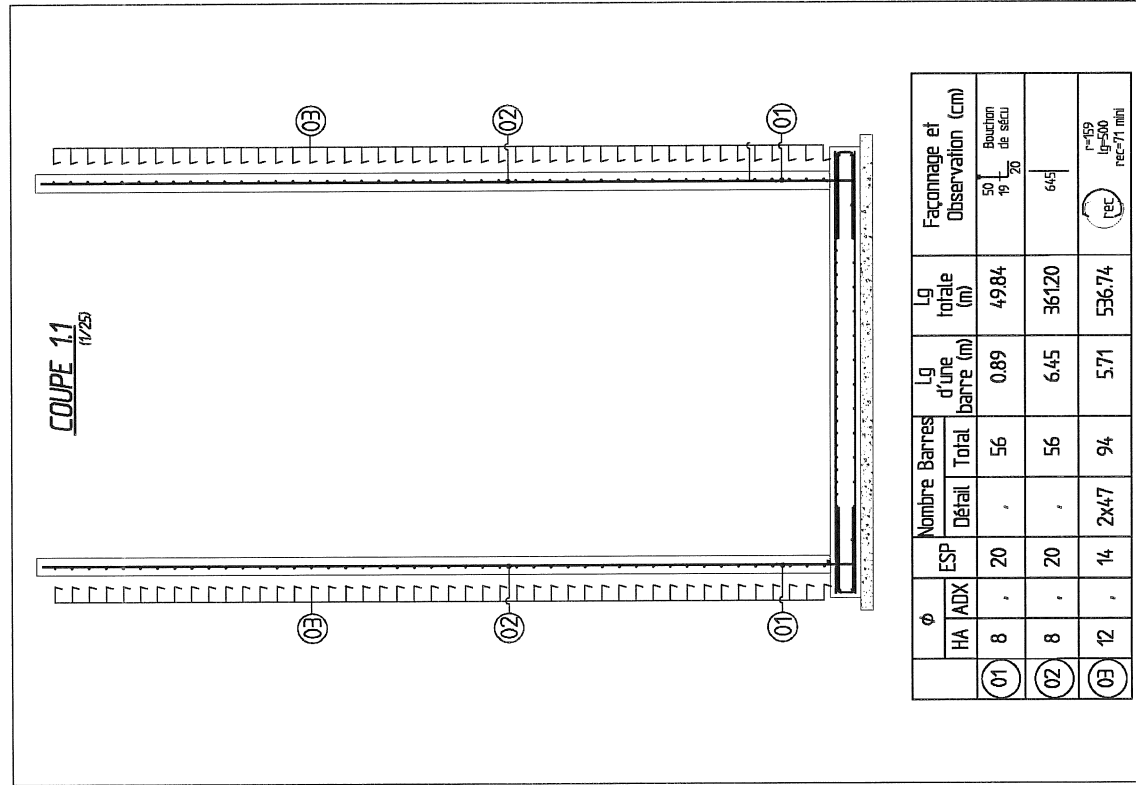
Largeur section : 1,00 m
 Hauteur section : 0,15 m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,07 m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,07 m
 Contrainte du béton : 35 MPa
 Limite élastique de l'acier : 500 MPa
 Coefficient d'équivalence acier/béton : 15
 Effort normal ELS : -89,9 kN
 Moment fléchissant ELS : 2,0 kN*m
 Section armatures inférieures ELS : 8,1 cm²

Résultats des calculs aux ELS

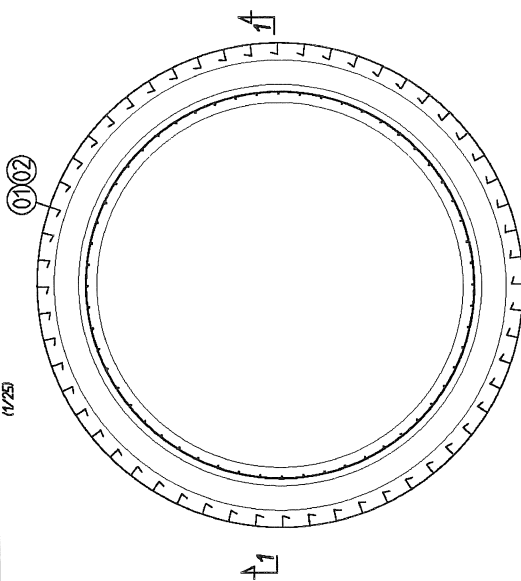
Contrainte de la fibre supérieure du béton : 3,02 MPa
 Contrainte des armatures inférieures : -144,7 MPa < 192MPa OK

Les HA12 e=14cm en cerces conviennent. Nous les placerons dans l'axe du voile et du coté extérieur à l'ouvrage.

Plans d'armatures



VUE EN PLAN RADIER
(1/25)



DIAMETRES MINIMAUX DE CINTRAGE DES ACIERS H.A

	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Etriers	30	40	50	70	100				
Ancreages	70	100	100	150	150	200	250	300	400
Coudes		150	200	200	250	300	400	500	500

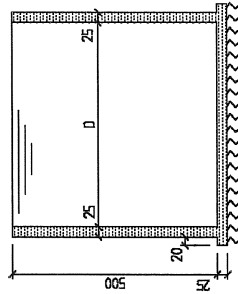
Diam	ACIER HAUTE ADHERENCE		ACIER DOUX		Poids total (KG)
	Longueur totale	Poids total (KG)	Longueur totale	Poids au ml.	
6	-	0,222	-	0,222	-
8	4104	0,395	620	0,395	-
10	-	0,617	-	0,617	-
12	58,7%	0,888	4766	0,888	-
14	-	1,208	-	1,208	-
16	-	1,578	-	1,578	-
20	-	2,466	-	2,466	-
25	-	3,854	-	3,854	-
32	-	6,318	-	6,318	-
		TOTAL		TOTAL	
					6386

POIDS TOTAL = 639 kg

Cette annexe a pour objectif l'étude de l'influence de la raideur de sol sur les quantités d'armatures à mettre en œuvre dans les ouvrages. Pour cela nous utilisons le logiciel « Réservoirs » de Socotec.

Cette annexe donne un exemple des hypothèses d'entrées du logiciel, puis elle fournit les quantités d'armatures calculées en flexion composée pour le radier et le voile et ceci pour différents raideurs de sol.

Hypothèses générales pour l'étude



Valeurs de kv étudiées : 500, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000, 4000 et 5000 t/m².
Diamètres de réservoirs envisagés : D=5.00m, D=10.00m et D=20.00m.

Exemple d'utilisation du logiciel pour R=10m et kv=15 MPa/m

Réservoir Version 1.01.035

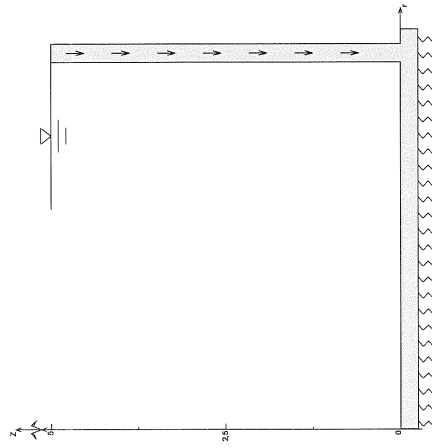
Données saisies :

Hauteur de la paroi :	H = 5 m
Épaisseur de la paroi :	e = 25 cm
Épaisseur du radier :	25 cm
Rayon interne à la paroi :	R = 10 m
Débord du radier :	d = 0,2 m
Contrainte du béton à 28j :	ft ₂₈ = 35 MPa
Coefficient de Poisson :	v = 0
Module de réaction du sol :	k _v = 15 MPa/m
Hauteur du liquide :	5 m
Poids volumique du liquide :	γ = 10 kN/m ³
Prise en compte du poids propre de réservoir	oui
Densité de poids :	d = 25 kN/m ³

Calcul du ferrillage - contrainte limite des armatures calculées : $\sigma = 181 \text{ MPa}$

Nature de l'acier : HA

Condition de liquide non agressif



Résultats pour la paroi :

Z	Dépl r	NXX	NYX	MYX	ITX	AXint	AXext	AVint	AVext
m	cm	kN/m	kN/m	kN*m	kN/m	cm ² /m	cm ² /m	cm ² /m	cm ² /m
min	-0.00	-1.69	-31.25	-0.20	-19.19	0.00	0.00	0.00	0.00
max	0.03	182.0	-0.00	4.83	3.97	5.02	5.02	0.00	0.82
0.000	0.01	40.78	-31.25	0.02	-19.19	1.12	1.12	0.00	0.00
0.500	0.02	126.3	-28.12	4.56	-3.24	3.48	3.48	0.00	0.70
1.000	0.03	173.4	-25.00	4.32	3.08	4.78	4.78	0.00	0.71
1.500	0.03	181.0	-21.88	2.61	3.88	4.99	4.99	0.00	0.24
2.000	0.03	163.9	-18.75	1.09	2.66	4.52	4.52	0.00	0.00
2.500	0.02	136.2	-15.63	0.20	1.27	3.75	3.75	0.00	0.00
3.000	0.02	106.1	-12.50	-0.15	0.34	2.93	2.93	0.00	0.00
3.500	0.01	77.23	-9.37	-0.19	-0.09	2.13	2.13	0.00	0.00
4.000	0.01	50.06	-6.25	-0.12	-0.20	1.38	1.38	0.00	0.00
4.500	0.00	24.00	-3.12	-0.04	-0.14	0.66	0.66	0.00	0.00
5.000	-0.00	-1.69	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Résultats pour le radier :

r	Dép Z	Pres. Z	NXX	MYV	TZY	AVInt	AVsup
m	cm	kN/m ²	kN/m	kN*m	kN/m	cm ² /m	cm ² /m
min	-0,40	-59,37	15,63	-2,16	-6,97	0,00	0,00
max	-0,33	-48,79	16,66	2,38	19,07	0,72	1,15
	0,000	-0,33	-48,80	16,66	0,03	8,24	0,47
	0,250	-0,33	-48,80	16,66	0,04	0,26	0,47
	0,500	-0,33	-48,79	16,66	-0,01	0,34	0,46
	0,750	-0,33	-48,79	16,66	-0,08	0,51	0,43
	1,000	-0,33	-48,79	16,66	-0,18	0,74	0,40
	1,250	-0,33	-48,80	16,66	-0,30	1,01	0,36
	1,500	-0,33	-48,84	16,66	-0,46	1,09	0,31
	1,750	-0,33	-48,90	16,66	-0,64	1,34	0,25
	2,000	-0,33	-48,99	16,66	-0,85	1,58	0,18
	2,250	-0,33	-49,14	16,66	-1,07	1,80	0,11
	2,500	-0,33	-49,36	16,66	-1,30	1,95	0,04
	2,750	-0,33	-49,65	16,66	-1,54	2,00	0,00
	3,000	-0,33	-50,03	16,66	-1,76	1,94	0,00
	3,250	-0,34	-50,52	16,66	-1,96	1,73	0,00
	3,500	-0,34	-51,12	16,66	-2,10	1,34	0,00
	3,750	-0,35	-51,86	16,66	-2,16	0,78	0,00
	4,000	-0,35	-52,72	16,66	-2,11	0,27	0,00
	4,250	-0,36	-53,71	16,66	-1,91	-0,69	0,00
	4,300	-0,36	-53,92	16,66	-1,84	-0,92	0,00
	4,400	-0,36	-54,36	16,66	-1,70	-1,40	0,00
	4,500	-0,37	-54,81	16,66	-1,51	-1,92	0,00
	4,750	-0,37	-56,00	16,66	-0,86	-3,40	0,18
	5,000	-0,38	-57,24	16,66	0,28	-6,79	0,55
	5,050	-0,38	-57,49	16,62	0,81	-0,86	0,60
	5,075	-0,38	-57,61	16,59	1,11	3,00	0,62
	5,080	-0,38	-57,64	16,58	1,17	3,77	0,63
	5,100	-0,38	-57,74	16,56	1,42	6,86	0,65
	5,250	-0,39	-58,45	16,25	1,42	14,07	0,43
	5,450	-0,40	-59,37	15,63	-0,18	0,37	0,00

✓ Synthèses des résultats pour le radier

Les tableaux ci-dessous collectent pour un diamètre étudié, les sections d'armatures en cm²/ml pour chacun des points de calculs le long du radier. La dernière ligne du tableau donne la somme des quantités pour les lignes prises ne compte (non teintées).

Diamètre 5 m

Kv = 5MPa/m	RADIER			
	Kv = 10MPa/m	Kv = 15MPa/m	Kv = 30MPa/m	Kv = 50MPa/m
1.02	0.93	0.86	0.7	0.58
1.02	0.93	0.86	0.7	0.58
0.98	0.9	0.84	0.7	0.59
0.91	0.85	0.81	0.7	0.61
0.82	0.78	0.75	0.68	0.62
0.7	0.69	0.68	0.66	0.63
0.54	0.56	0.57	0.6	0.62
0.48	0.49	0.52	0.57	0.61
0.47	0.5	0.52	0.56	0.61
0.48	0.5	0.53	0.57	0.6
0.48	0.51	0.52	0.56	0.61
0.48	0.5	0.52	0.56	0.6
0.47	0.5	0.51	0.56	0.6
0.49	0.5	0.52	0.57	0.61
0.65	0.58	0.55	0.56	0.61
0.7	0.63	0.57	0.57	0.61
1.01	0.92	0.85	0.71	0.62
0.42	0.42	0.43	0.44	0.44
0	0	0	0	0
10.08	9.83	9.69	8.17	9

Diamètre 10 m

Kv = 5 MPa/m	RADIÉ				
	Kv = 10 MPa/m	Kv = 15 MPa/m	Kv = 30 MPa/m	Kv = 50 MPa/m	
0.75	0.87	0.92	1	1.06	
0.84	0.86	0.92	1	1.06	
0.85	0.87	0.92	1	1.06	
0.87	0.86	0.91	1	1.06	
0.89	0.87	0.92	1	1.06	
0.92	0.87	0.92	1	1.06	
0.95	0.87	0.92	1	1.06	
0.98	0.87	0.92	1	1.06	
1.01	0.87	0.91	1	1.06	
1.03	0.9	0.92	1.02	1.06	
1.05	0.96	0.92	1	1.06	
1.05	1.01	0.96	1.01	1.06	
1.04	1.06	1.03	1	1.06	
1	1.09	1.09	1.01	1.06	
0.94	1.09	1.13	1.1	1.06	
0.84	1.07	1.15	1.19	1.13	
0.78	1.01	1.14	1.25	1.25	
0.78	0.9	1.07	1.27	1.34	
0.78	0.88	1.05	1.27	1.35	
0.77	0.87	1.01	1.26	1.37	
0.78	0.87	0.95	1.23	1.38	
0.83	0.87	0.92	1.12	1.34	
0.87	0.87	0.92	1.09	1.32	
1.01	0.87	1.06	1.06	1.23	
1.13	0.87	0.92	1.02	1.18	
1.22	0.87	0.92	1	1.12	
1.11	0.83	0.87	0.94	1.03	
1.03	0.81	0.84	0.91	0.99	
1.01	0.8	0.84	0.89	0.97	
0.95	0.78	0.82	0.87	0.93	
0.42	0.43	0.43	0.45	0.47	
0	0	0	0	0	
21.43	19.71	18.98	17.92	18.4	

Diamètre 15 m

Kv = 5 MPa/m	RADIÉ				
	Kv = 10 MPa/m	Kv = 15 MPa/m	Kv = 30 MPa/m	Kv = 50 MPa/m	
1.13	0.09	1.28	1.37	1.43	
1.13	0.17	1.28	1.37	1.44	
1.13	0.17	1.28	1.37	1.44	
1.14	0.17	1.28	1.37	1.44	
1.13	0.17	1.28	1.37	1.44	
1.13	0.17	1.28	1.37	1.43	
1.13	0.17	1.28	1.37	1.43	
1.13	0.17	1.28	1.37	1.43	
1.14	1.23	1.28	1.37	1.44	
1.13	1.23	1.28	1.37	1.44	
1.13	1.22	1.28	1.37	1.43	
1.13	1.23	1.28	1.37	1.43	
1.13	1.23	1.28	1.35	1.43	
1.13	1.23	1.28	1.37	1.43	
1.14	1.23	1.28	1.37	1.44	
1.14	1.23	1.28	1.37	1.43	
1.14	1.22	1.28	1.37	1.44	
1.13	1.23	1.28	1.37	1.44	
1.14	1.23	1.28	1.37	1.43	
1.14	1.22	1.28	1.37	1.43	
1.14	1.23	1.28	1.37	1.44	
1.13	1.23	1.28	1.37	1.43	
1.13	1.23	1.28	1.37	1.44	
1.16	1.23	1.28	1.37	1.44	
1.21	1.23	1.28	1.37	1.43	
1.26	1.23	1.28	1.37	1.43	
1.31	1.22	1.29	1.37	1.44	
1.36	1.22	1.28	1.37	1.44	
1.41	1.24	1.28	1.37	1.44	
1.44	1.27	1.28	1.37	1.43	
1.48	1.34	1.28	1.37	1.43	
1.52	1.4	1.28	1.37	1.43	
1.55	1.47	1.35	1.37	1.43	
1.57	1.53	1.43	1.38	1.44	

1.58	1.58	1.51	1.38	1.43
1.58	1.63	1.59	1.4	1.44
1.58	1.67	1.66	1.51	1.44
1.56	1.7	1.71	1.62	1.47
1.52	1.72	1.77	1.74	1.61
1.47	1.73	1.81	1.83	1.76
1.4	1.72	1.84	1.92	1.9
1.31	1.69	1.85	2	2.03
1.21	1.63	1.83	2.07	2.15
1.14	1.55	1.78	2.1	2.25
1.14	1.44	1.71	2.1	2.33
1.13	1.28	1.59	2.06	2.35
1.13	1.24	1.37	1.9	2.26
0.8	0.84	0.87	1.02	1.12
0.25	0.26	0.27	0.28	0.3
0	0	0	0	0
27.77	26.08	24.59	23.55	21.53

Diamètre 20 m

Kv = 5 MPa/m	RADIÉ				
	Kv = 10 MPa/m	Kv = 15 MPa/m	Kv = 30 MPa/m	Kv = 50 MPa/m	
1.44	1.54	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.53	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.53	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.53	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.53	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.62	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.59	1.69	1.75	
1.44	1.53	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.53	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.53	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.43	1.53	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.53	1.59	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.44	1.54	1.59	1.69	1.76	
1.47	1.54	1.59	1.69	1.76	
1.58	1.54	1.6	1.69	1.76	
1.63	1.54	1.59	1.69	1.75	
1.7	1.54	1.59	1.68	1.76	
1.82	1.57	1.6	1.69	1.76	
1.92	1.71	1.6	1.69	1.75	
2.02	1.88	1.72	1.69	1.76	
2.1	2.04	1.92	1.71	1.76	
2.15	2.18	2.12	1.88	1.76	

2.17	2.31	2.3	2.17	1.97
2.14	2.4	2.47	2.44	2.33
2.05	2.44	2.59	2.71	2.69
1.9	2.4	2.64	2.93	3.04
1.66	2.27	2.59	3.05	3.32
1.45	1.97	2.36	2.97	3.38
1.08	1.34	1.55	1.88	2.11
1.03	1.27	1.45	1.75	1.96
0.99	1.2	1.35	1.62	1.81
0.94	1.12	1.26	1.49	1.65
0.86	0.98	1.07	1.23	1.35
0.64	0.68	0.7	0.75	0.8
0.44	0.46	0.47	0.51	0.55
0.03	0.03	0.03	0.04	0.04
0	0	0	0	0
33.77	30.25	28.59	29.13	27

✓ Synthèse des résultats pour le voile

Diamètre 5 m

Kv = 5 MPa/m	VOILE				
	Kv = 10 MPa/m	Kv = 15 MPa/m	Kv = 30 MPa/m	Kv = 50 MPa/m	
1.56	4.8	1.54	1.5	1.46	
4.9	5.7	4.72	4.56	4.42	
5.74	5.22	5.66	5.58	5.5	
5.22	4.34	5.2	5.18	5.16	
4.34	3.5	4.34	4.34	4.34	
3.48	2.74	3.5	3.5	3.5	
2.74	2.06	2.74	2.74	2.76	
2.04	1.36	2.06	2.06	2.06	
1.36	0.68	1.36	1.36	1.36	
0.68	0	0.68	0.68	0.68	
0	0	0	0	0	
32.06	30.4	31.8	31.5	31.24	

Diamètre 10 m

Kv = 5 MPa/m	VOILE				
	Kv = 10 MPa/m	Kv = 15 MPa/m	Kv = 30 MPa/m	Kv = 50 MPa/m	
2.39	2.28	2.24	2.18	2.14	
8.55	7.98	7.66	7.15	6.78	
10.85	10.48	10.27	9.95	9.69	
10.49	10.31	10.22	10.08	9.97	
9.16	9.08	9.04	8.98	8.92	
7.52	7.52	7.5	7.5	7.5	
5.84	5.84	5.86	5.86	5.88	
4.24	4.26	4.26	4.28	4.28	
2.74	2.76	2.76	2.78	2.78	
1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	
0	0	0	0	0	
63.1	61.83	61.13	60.08	59.26	

Diamètre 15 m

VOILE				
Kv = 5 MPa/m	Kv = 10 MPa/m	Kv = 15 MPa/m	Kv = 30 MPa/m	Kv = 50 MPa/m
2.84	2.78	2.74	2.66	2.9
10.44	9.71	9.29	8.59	8.09
14.49	13.93	13.62	13.08	12.68
15.24	14.89	14.7	14.39	14.14
13.93	13.77	13.68	13.53	13.42
11.66	11.6	11.58	11.54	11.51
9.3	9.28	9.28	9.26	9.24
6.84	6.86	6.86	6.88	6.88
4.42	4.44	4.44	4.46	4.48
2.02	2.04	2.06	2.08	2.1
0	0	0	0	0
91.18	89.3	88.25	86.47	85.44

Diamètre 20 m

VOILE				
Kv = 5 MPa/m	Kv = 10 MPa/m	Kv = 15 MPa/m	Kv = 30 MPa/m	Kv = 50 MPa/m
3.24	2.56	3.12	3.65	4.25
11.68	10.8	10.31	9.45	8.87
17.22	16.48	16.05	15.34	14.79
19.08	18.56	18.27	17.77	17.41
18.32	18.02	17.85	17.56	17.35
16.01	15.85	15.78	15.64	15.55
12.92	12.88	12.84	12.82	12.78
9.62	9.6	9.61	9.62	9.62
6.38	6.4	6.42	6.44	6.44
3.08	3.14	3.16	3.2	3.24
0	0	0	0	0.02
117.55	114.29	113.41	111.49	110.32

Cette annexe présente la note de calculs complète du réservoir de diamètre intérieur 22.00m pour une hauteur de voile de 6.00m.

Hypothèses générales

Règlements utilisés

CCTG - Fascicule 74

CCTG BAE191 révisé 99

Béton

Classe de résistance C35/45 ; $f_{c28} = 35$ MPa.

Classe d'environnement : XA2.

Armatures

Nuance FeE500 = 500 MPa.

Fissuration très préjudiciable suivant le Fascicule 74 pour le bassin.

Enrobage : 5 cm.

L'ouvrage se situe à plus de 5km de la mer donc $\beta=30$.

Avec $\alpha=240$, $\eta=1.6$, nous avons $f_{t28}=2.7$ MPa et $\tau_{v28}=3.65$ MPa.

ϕ	8	10	12	14	16	20	25	32
σ_s	200	200	192	181	173	160	148	136
1.is	16	21	24	26	28	33	38	45
2.is	33	41	47	52	57	66	76	90
3.is	49	62	71	78	85	98	114	135

Sol de fondation

$k_v=5$ MPa/m

Chargements

Charges permanentes

Densité du béton armé : 2.5 t/m³.

Effet du retrait gêné : $\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$ (sans unités).

Charges d'exploitation

Densité du liquide à l'intérieur : 1.0 t/m³

En tête de voile : 3.0 t/ml

Charge thermique

Les données fournies ci-dessous sont issues de l'analyse des paramètres dimensionnant.

$\Delta T = \pm 30$ °C		Armatures verticales			Armatures horizontales			Commentaires
te-ti °C	Ev	El (MN.m ²)	MØ (m.t)	$A_{max}/face$ (cm ² /ml)	El (MN.m ²)	MØ (m.t)	$A_{max}/face$ (cm ² /ml)	
21	25cm	7.88	0.66	19.0	11.8	1.00	26.0	d=0.20m/c=0.15m

Justifications établies dans la note

Justification des contraintes béton

Pour chacun des points de calculs des voiles et du radier nous vérifions les contraintes de traction dans le béton suivant l'article « IV.6.2.2.b » du fascicule 74. Cet article limite les contraintes de traction dans le béton afin de limiter l'ouverture des fissures. Nous vérifions l'inégalité suivante.

$$\sigma_{st} = 1.10 \cdot \phi \cdot f_{t28}$$

Avec :

$$\phi = 1$$
 dans le cadre de la traction simple

$$\phi = 1 + (2\epsilon_0 / 3h_0)$$
 si $\epsilon_0 < h_0$

$$\phi = 5/3$$
 dans les autres cas.

De plus nous justifierons les contraintes de cisaillement. Nous calculons la contrainte tangente ultime tel que :

$$\tau_v = 1.50 \cdot T_{28} / (b \cdot d)$$

Nous retiendrons $d = 0.85 h_0$ et $b = 1.00ml$.

La contrainte calculée sera comparée à la contrainte limite ultime suivante.

$$\tau_{ulim} = 0.07 \cdot f_{c28} / \gamma_b \text{ (BAEL91 rev 99)}$$

Justification des contraintes dans les armatures

Pour chacun des points significatifs de calcul, pour le radier comme pour les voiles, nous déterminerons les contraintes dans les armatures. Ces contraintes seront calculées en flexion composée à partir du logiciel « BAE1-R de Socotec ». Elles seront comparées aux valeurs limites données dans les hypothèses générales.

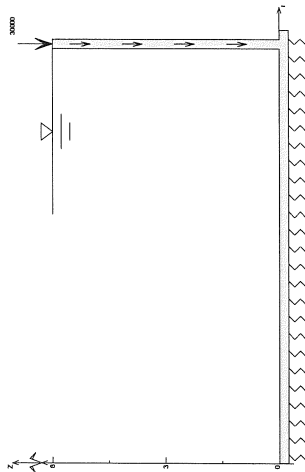
Calcul du voile

Le réservoir est modélisé sur le logiciel « RESERVOIR » de Socotec

Nom du fichier : voile22.Rsv

Nom d'affaire :

Réservoir Version 1.01.035



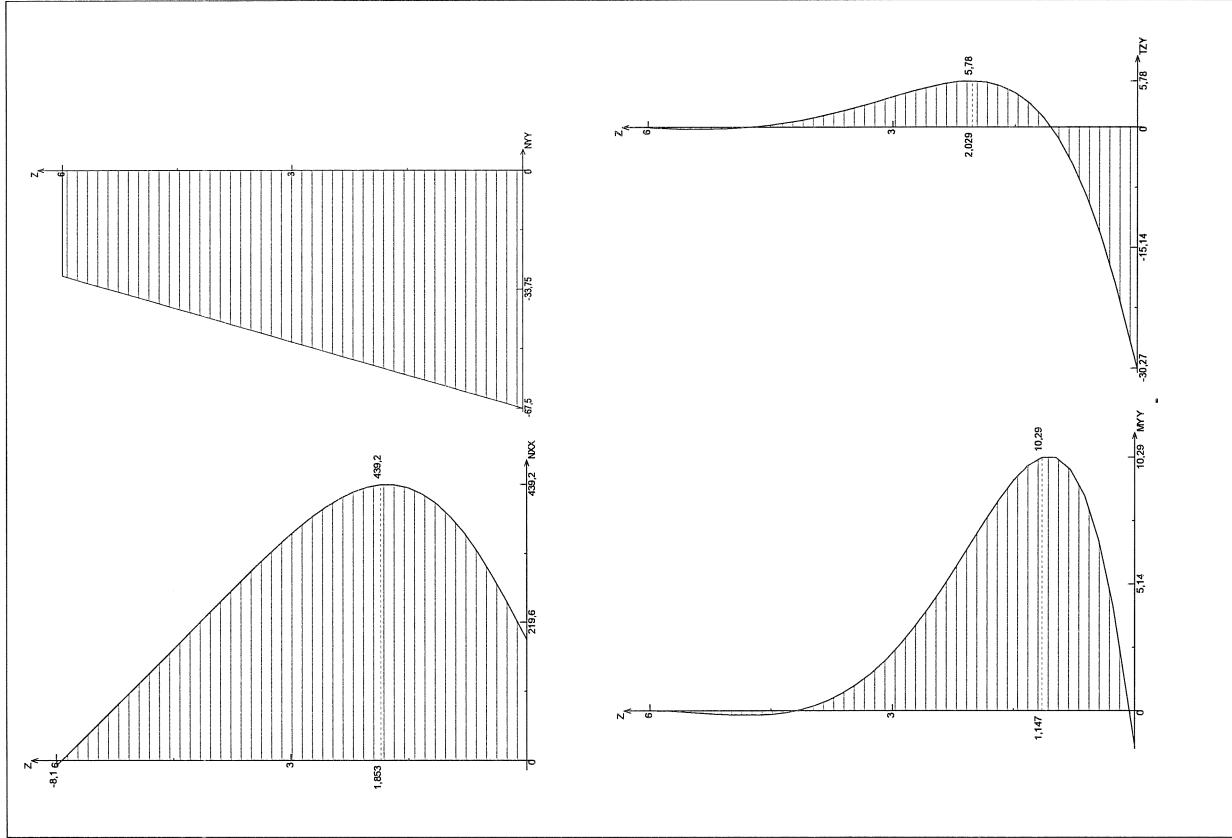
Données saisies :

- Hauteur de la paroi : H = 6.00 m
- Epaisseur de la paroi : e = 25 cm
- Epaisseur du radier : er = 25 cm
- Rayon interne à la paroi : R = 11.00 m
- Débord du radier : d = 0.2 m
- Contrainte du béton à 28j : $f_{t28} = 35$ MPa
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0$

- Module de réaction du sol : $k_v = 5$ MPa/m
- Hauteur du liquide : h = 6.00 m
- Poids volumique du liquide : $\gamma = 10$ kN/m³

- Prise en compte du poids propre de réservoir : $d = 25.0$ kN/m³
- Charge linéaire verticale sur la paroi : $P = 30.0$ kN/m
- Prise en compte du retrait de béton : $\epsilon_r = 3.10^{-4}$
- Retrait de base : $\epsilon_r = 3.10^{-4}$
- Densité de charge : 10 jours
- Décalage coulage:

Résultats :



Justification du voile

Condition minimale

Avec une épaisseur de 25cm, l'ouvrage est de classe A.

Armatures verticales minimum $A_{minV} = 0.125\% \times 25 \times 100 = 3.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ sur chacune des faces.

Nous retiendrons au moins HA8 e=15cm soit 3.35cm²/ml.

Armatures horizontales minimum $A_{minH} = 2.7 / 500 \times 25 \times 100 = 13.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ sur les 2 faces.

Nous retiendrons au moins HA12 e=16cm soit 7.07 cm²/ml.

Vérifications réglementaires

Vérification de la contrainte tangente

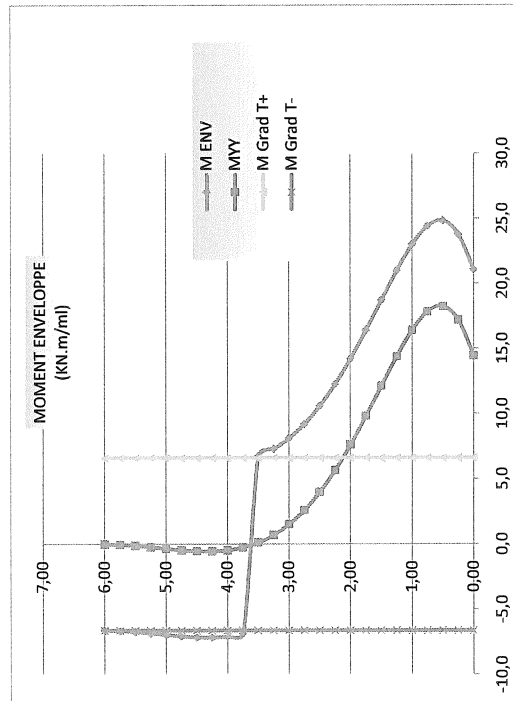
$\tau_u = 1.50 \cdot T_{XZ} / (b \cdot d)$

$\tau_{u,lim} = 0.07 \cdot f_{c28} / \gamma_b$ (BAEL91 rev 99)

Z = (m)	TZV (kN/m)	Tu (kN/m)	Tu (MPa)	MPa	Vérif
0.00	-19.3	-28.9	0.14	< 1.63	OK
0.25	-9.0	-13.4	0.06	< 1.63	OK
0.50	-1.0	-1.5	0.01	< 1.63	OK
0.75	4.5	6.7	0.03	< 1.63	OK
1.00	7.9	11.8	0.06	< 1.63	OK
1.25	9.6	14.5	0.07	< 1.63	OK
1.50	10.3	15.4	0.07	< 1.63	OK
1.75	10.0	15.0	0.07	< 1.63	OK
2.00	9.2	13.8	0.06	< 1.63	OK
2.25	8.0	12.0	0.06	< 1.63	OK
2.50	6.7	10.1	0.05	< 1.63	OK
2.75	5.4	8.1	0.04	< 1.63	OK
3.00	4.2	6.2	0.03	< 1.63	OK
3.25	3.0	4.5	0.02	< 1.63	OK
3.50	2.1	3.1	0.01	< 1.63	OK
3.75	1.3	1.9	0.01	< 1.63	OK
4.00	0.6	0.9	0.00	< 1.63	OK
4.25	0.1	0.2	0.00	< 1.63	OK
4.50	-0.2	-0.3	0.00	< 1.63	OK
4.75	-0.4	-0.6	0.00	< 1.63	OK
5.00	-0.5	-0.8	0.00	< 1.63	OK
5.25	-0.5	-0.8	0.00	< 1.63	OK
5.50	-0.4	-0.7	0.00	< 1.63	OK
5.75	-0.3	-0.4	0.00	< 1.63	OK
6.00	0.0	0.0	0.00	< 1.63	OK

Sollicitations enveloppes

Z = (m)	NVY (kN)	N voile (kN)	MYV (kN.m)	MD (kN.m)	Menv (kN.m)	Face tendue
0.00	-67.5	-37.6	14.5	6.6	21.1	EXT
0.25	-65.9	-36.0	17.2	6.6	23.8	EXT
0.50	-64.4	-34.4	18.2	6.6	24.8	EXT
0.75	-62.8	-32.9	17.8	6.6	24.4	EXT
1.00	-61.3	-31.3	16.4	6.6	23.0	EXT
1.25	-59.7	-29.8	14.4	6.6	21.0	EXT
1.50	-58.1	-28.2	12.1	6.6	18.7	EXT
1.75	-56.6	-26.6	9.8	6.6	16.4	EXT
2.00	-55.0	-25.1	7.6	6.6	14.2	EXT
2.25	-53.4	-23.5	5.7	6.6	12.3	EXT
2.50	-51.9	-21.9	4.0	6.6	10.6	EXT
2.75	-50.3	-20.4	2.6	6.6	9.2	EXT
3.00	-48.8	-18.8	1.5	6.6	8.1	EXT
3.25	-47.2	-17.3	0.7	6.6	7.3	EXT
3.50	-45.6	-15.7	0.1	6.6	6.7	EXT
3.75	-44.1	-14.1	-0.3	6.6	-6.9	INT
4.00	-42.5	-12.6	-0.5	6.6	-7.1	INT
4.25	-40.9	-11.0	-0.6	6.6	-7.2	INT
4.50	-39.4	-9.4	-0.5	6.6	-7.1	INT
4.75	-37.8	-7.9	-0.5	6.6	-7.1	INT
5.00	-36.3	-6.3	-0.4	6.6	-7.0	INT
5.25	-34.7	-4.8	-0.2	6.6	-6.8	INT
5.50	-33.1	-3.2	-0.1	6.6	-6.7	INT
5.75	-31.6	-1.6	0.0	6.6	-6.6	INT
6.00	-30.0	-0.1	0.0	6.6	-6.6	INT



Vérification des contraintes de traction sous sollicitations verticales

eo	Φ	ob lim	ob calc	Vérif	eo	Φ	ob lim	ob calc	Vérif

(m)	MPa	MPa	MPa	MPa	(m)	MPa	MPa	MPa	MPa	OK	MPa	MPa	OK	
-0.56	1.67	4.95	>	1.87	OK	1.67	4.95	>	1.75	OK	1.75	4.95	OK	
-0.66	1.67	4.95	>	2.14	OK	-0.66	1.67	4.95	>	2.14	OK	1.67	4.95	OK
-0.72	1.67	4.95	>	2.25	OK	-0.72	1.67	4.95	>	2.25	OK	1.67	4.95	OK
-0.74	1.67	4.95	>	2.08	OK	-0.74	1.67	4.95	>	2.21	OK	1.67	4.95	OK
-0.71	1.67	4.95	>	1.90	OK	-0.71	1.67	4.95	>	1.90	OK	1.67	4.95	OK
-0.66	1.67	4.95	>	1.69	OK	-0.66	1.67	4.95	>	1.69	OK	1.67	4.95	OK
-0.62	1.67	4.95	>	1.47	OK	-0.62	1.67	4.95	>	1.47	OK	1.67	4.95	OK
-0.57	1.67	4.95	>	1.27	OK	-0.57	1.67	4.95	>	1.08	OK	1.67	4.95	OK
-0.52	1.67	4.95	>	1.08	OK	-0.52	1.67	4.95	>	1.08	OK	1.67	4.95	OK
-0.48	1.67	4.95	>	0.93	OK	-0.48	1.67	4.95	>	0.93	OK	1.67	4.95	OK
-0.45	1.67	4.95	>	0.80	OK	-0.45	1.67	4.95	>	0.80	OK	1.67	4.95	OK
-0.43	1.67	4.95	>	0.71	OK	-0.43	1.67	4.95	>	0.71	OK	1.67	4.95	OK
-0.42	1.67	4.95	>	0.63	OK	-0.42	1.67	4.95	>	0.63	OK	1.67	4.95	OK
-0.43	1.67	4.95	>	0.58	OK	-0.43	1.67	4.95	>	0.58	OK	1.67	4.95	OK
0.48	1.67	4.95	>	0.60	OK	0.48	1.67	4.95	>	0.60	OK	1.67	4.95	OK
0.56	1.67	4.95	>	0.63	OK	0.56	1.67	4.95	>	0.63	OK	1.67	4.95	OK
0.65	1.67	4.95	>	0.64	OK	0.65	1.67	4.95	>	0.64	OK	1.67	4.95	OK
0.76	1.67	4.95	>	0.65	OK	0.76	1.67	4.95	>	0.65	OK	1.67	4.95	OK
0.90	1.67	4.95	>	0.65	OK	0.90	1.67	4.95	>	0.65	OK	1.67	4.95	OK
1.10	1.67	4.95	>	0.64	OK	1.10	1.67	4.95	>	0.64	OK	1.67	4.95	OK
1.44	1.67	4.95	>	0.64	OK	1.44	1.67	4.95	>	0.64	OK	1.67	4.95	OK
2.11	1.67	4.95	>	0.63	OK	2.11	1.67	4.95	>	0.63	OK	1.67	4.95	OK
4.09	1.67	4.95	>	0.63	OK	4.09	1.67	4.95	>	0.63	OK	1.67	4.95	OK
105.76	1.67	4.95	>	0.63	OK	105.76	1.67	4.95	>	0.63	OK	1.67	4.95	OK

Vérification des contraintes de traction sous sollicitations horizontales

Z = (m)	Nxx (kN)	MØ (kN.m)	eo (m)	Φ	ob lim (MPa)	ob calc (MPa)	Vérif	
0.00	149.4	10.0	0.067	1.18	3.50	>	1.56	OK
0.25	249.7	10.0	0.040	1.11	3.29	>	1.96	OK
0.50	334.5	10.0	0.030	1.08	3.21	>	2.30	OK
0.75	400.6	10.0	0.025	1.07	3.17	>	2.56	OK
1.00	447.7	10.0	0.022	1.06	3.15	>	2.75	OK
1.25	476.5	10.0	0.021	1.06	3.14	>	2.87	OK
1.50	491.1	10.0	0.020	1.05	3.13	>	2.92	OK
1.75	491.0	10.0	0.020	1.05	3.13	>	2.92	OK
2.00	481.3	10.0	0.021	1.06	3.13	>	2.89	OK
2.25	463.0	10.0	0.022	1.06	3.14	>	2.81	OK
2.50	438.5	10.0	0.023	1.06	3.15	>	2.71	OK
2.75	409.9	10.0	0.024	1.07	3.16	>	2.60	OK
3.00	378.2	10.0	0.026	1.07	3.18	>	2.47	OK
3.25	345.0	10.0	0.029	1.08	3.20	>	2.34	OK
3.50	310.9	10.0	0.032	1.09	3.22	>	2.20	OK
3.75	276.7	10.0	0.036	1.10	3.26	>	2.07	OK
4.00	242.7	10.0	0.041	1.11	3.30	>	1.93	OK
4.25	209.2	10.0	0.048	1.13	3.35	>	1.80	OK
4.50	176.3	10.0	0.057	1.15	3.42	>	1.67	OK
4.75	144.0	10.0	0.069	1.19	3.52	>	1.54	OK
5.00	112.1	10.0	0.089	1.24	3.68	>	1.41	OK
5.25	80.6	10.0	0.124	1.33	3.95	>	1.16	OK
5.50	49.4	10.0	0.202	1.54	4.57	>	0.78	OK
5.75	18.4	10.0	0.545	1.67	4.95	>	0.53	OK
6.00	-12.7	10.0	-0.788	1.67	4.95	>	0.91	OK

Armature du voile

Armatures verticales

FACE INTERIEURE :

Z = (m)	Mtot (kN.m)	Nyy (kN)	Section cm2	Détail	os arma (Mpa)	os lim (Mpa)	Vérif
0.00	6.6	-37.6					
0.25	6.6	-36.0					
0.50	6.6	-34.4					
0.75	6.6	-32.9					
1.00	6.6	-31.3					
1.25	6.6	-29.8					
1.50	6.6	-28.2					
1.75	6.6	-26.6					
2.00	6.6	-25.1					
2.25	6.6	-23.5					
2.50	6.6	-21.9					
2.75	6.6	-20.4					
3.00	6.6	-18.8					
3.25	6.6	-17.3					
3.50	6.6	-15.7					
3.75	6.9	-14.1					
4.00	7.1	-12.6					
4.25	7.2	-11.0	3.35	HA8	103.0	200	OK
4.50	7.1	-9.4					
4.75	7.1	-7.9					
5.00	7.0	-6.3					
5.25	6.8	-4.8					
5.50	6.7	-3.2					
5.75	6.6	-1.6					
6.00	6.6	-0.1	3.35	HA8	111.0	200	OK

Nous retenons au moins le %mini soit 3.35cm²/ml et nous vérifions les contraintes. Le calcul des contraintes est réalisé sur le logiciel « SOCOTEC BEALR ». Nous vérifions deux points singuliers.

Pour z = 4.25 m

BaelR Version 1.02.035

Données saisies :

Largeur section : 1.00 m

Hauteur section : 0.25 m

Position centre de gravité des armatures supérieures : 0.07 m

Position centre de gravité des armatures inférieures : 0.07 m

Contrainte du béton : 35 MPa

Limite élastique de l'acier : 500 MPa

Effort normal ELS : 11 kN

Moment fléchissant ELS : 7.2 kN*m

Section armatures inférieures ELS : 3.35 cm² (HA8 e=15cm)

Résultats des calculs aux ELS :

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	2.28	MPa			
Contrainte des armatures inférieures :	-102.1	MPa	<	200	MPa
					OK

POUR z = 6.00 m

BaELR	Version 1.02.035	
Données sabliées :		
Longeur section :	1.00 m	
Hauteur section :	0.25 m	
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0.07 m	
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0.07 m	
Contrainte du béton :	35 MPa	
Limite élastique de l'acier :	500 MPa	
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Effort normal ELS :	0.1 kN	
Moment fléchissant ELS :	6.6 kN*m	
Section armatures inférieures ELS :	3.35 cm ² (HA8 e=15cm)	
Résultats des calculs aux ELS :		
Contrainte de la fibre supérieure du béton :	2.18 MPa	
Contrainte des armatures inférieures :	-110.5 MPa < 200 MPa	
		OK

Les HA8 e=15cm verticaux conviennent.

FACE INTERIEURE :

Z = (m)	Mtot (kN/m)	NVY (kN/m)	Section cm ²	Détail	os arma (Mpa)	os lim (Mpa)	Vérfif
0.00	21.1	-37.6					
0.25	23.8	-36.0					
0.50	24.8	-34.4	7.54	HA12	172.0	192	OK
0.75	24.4	-32.9					
1.00	23.0	-31.3					
1.25	21.0	-29.8					
1.50	18.7	-28.2	5.24	HA10	177.0	200	OK
1.75	16.4	-26.6					
2.00	14.2	-25.1					
2.25	12.3	-23.5					
2.50	10.6	-21.9					
2.75	9.2	-20.4					
3.00	8.1	-18.8					
3.25	7.3	-17.3					
3.50	6.7	-15.7					
3.75	6.6	-14.1					
4.00	6.6	-12.6					
4.25	6.6	-11.0					
4.50	6.6	-9.4					
4.75	6.6	-7.9					

5.00	6.6	-6.3					
5.25	6.6	-4.8					
5.50	6.6	-3.2					
5.75	6.6	-1.6					
6.00	6.6	-0.1	5.24	HA10	73.0	200	OK

Les contraintes dans les armatures ont été calculées avec « BAELR » sur le même principe que précédemment. Nous ne donnons plus les détails.

De 0.00 à +1.50m nous retiendrons des HA12 e=15cm.

De +1.50 à +6.00m nous retiendrons des HA10 e=15cm.

Armatures horizontales

Z = (m)	Nxx (kN)	M/D (kN.m)	Section armatures (cm ²)/face	Détail par face	σ arma (Mpa)	olim (Mpa)	Vérfif
0.00	149.4	10.0					
0.25	249.7	10.0					
0.50	334.5	10.0					
0.75	400.6	10.0					
1.00	447.7	10.0					
1.25	476.5	10.0					
1.50	491.1	10.0	19.2	HA14 e=8cm	175.0	181	OK
1.75	491.0	10.0					
2.00	481.3	10.0					
2.25	463.0	10.0					
2.50	438.5	10.0					
2.75	409.9	10.0					
3.00	378.2	10.0					
3.25	345.0	10.0					
3.50	310.9	10.0					
3.75	276.7	10.0	12.8	HA14 e=12cm	179.0	181	OK
4.00	242.7	10.0					
4.25	209.2	10.0					
4.50	176.3	10.0					
4.75	144.0	10.0					
5.00	112.1	10.0	7.07	HA12 e=16cm	175	192	OK
5.25	80.6	10.0					
5.50	49.4	10.0					
5.75	18.4	10.0					
6.00	-12.7	10.0					

Les contraintes dans les armatures ont été calculées avec « BAELR » sur le même principe que précédemment. Nous ne donnons plus les détails.

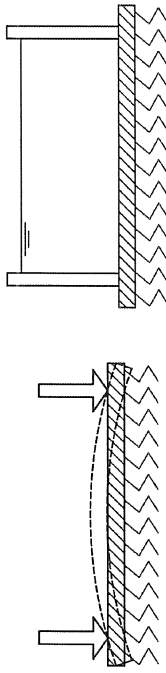
De 0.00 à +3.75m nous retiendrons des cerces HA14 e=8cm.

De +3.75 à +5.00m nous retiendrons des cerces HA14 e=12cm.

De +5.00 à +6.00m nous retiendrons des cerces HA12 e=16cm.

Calcul du radier

Le réservoir est modélisé sur le logiciel « RESERVOIR » de Socotec. Afin d'intégrer la phase de construction dans les calculs nous réalisons deux modèles pour lesquels nous cumulerons les effets.



Phase 1 : Poids des voiles + poids propre radier

Phase 2 : Liquide + retrait + charges

Modélisation phase 1

Nom du fichier : radier phase1

Nom d'affaire :

ReservoirVersion 1.01.035

Données saisies :

Hauteur de la paroi : H = 6.00 m

Epaisseur de la paroi : e = 25 cm

Epaisseur du radier : er = 25 cm

Rayon interne à la paroi : R= 11.00 m

Débord du radier : d = 0,20 m

Contrainte du béton à 28j : $f_{28} = 35$ MPa

Coefficient de Poisson : $\nu = 0$

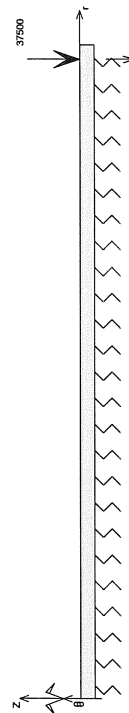
Module de réaction du sol : $k_v = 5$ MPa/m

Prise en compte du poids propre de réservoir

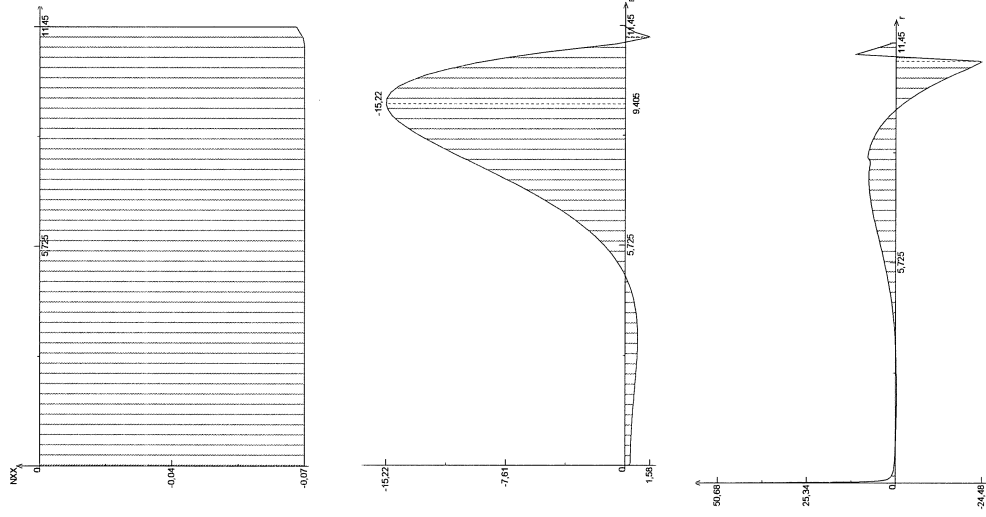
Charge linéaire verticale sur la paroi :

Densité de poids : d = 25 kN/m³

Densité de charge: P = 37.5 kN/m



Résultats :



Modélisation phase 2

Nom du fichier : radier phase.1

Nom d'affaire :

ReservoirVersion 1.01.035

Données saisies :

Hauteur de la paroi : H = 6.00 m

Épaisseur de la paroi : e = 25 cm

Épaisseur du radier : er = 25 cm

Rayon interne à la paroi : R = 11.00 m

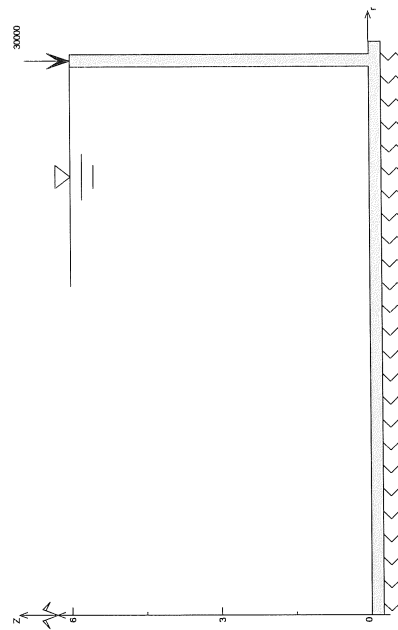
Débord du radier : d = 0,20 m

Contrainte du béton à 28j : $f_{t28} = 35$ MPaCoefficient de Poisson : $\nu = 0$ Module de réaction du sol : $k_v = 5$ MPa/mPrise en compte du poids propre de réservoir : Densité de poids : d = 25 kN/m³

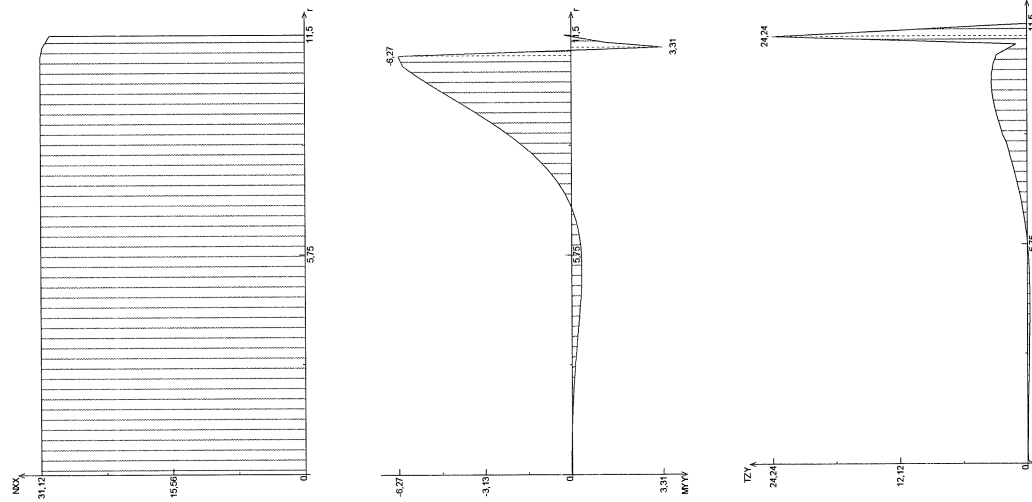
Hauteur du liquide : 6.00 m

Poids volumique du liquide : $\gamma = 10$ kN/m³Prise en compte du retrait de béton : Décalage coulage du radier et de la paroi : 20 jours
retrait de base : $\epsilon_r = 3.10^{-4}$

Charge linéaire verticale sur la paroi : Densité de charge: P = 30.0 kN/m



Résultats :



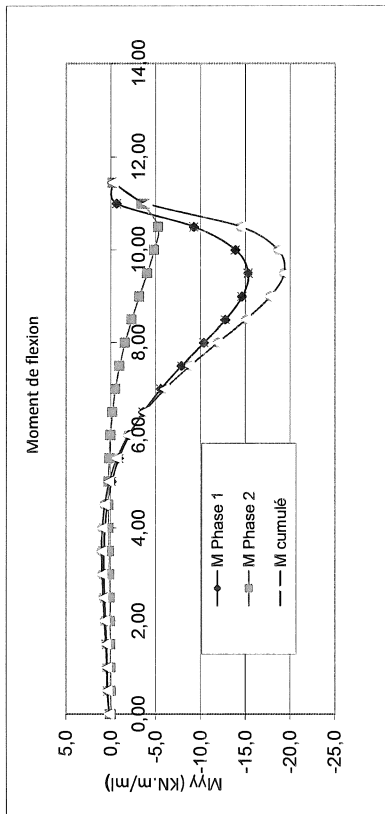
Superposition des phases

Cette étape consiste à déterminer les sollicitations enveloppes de calcul. Les sollicitations des deux phases de calculs sont cumulées.

r = (m)	Phase de construction			Phase de service					
	Press Z (KN/m2)	Nxx (KN/m)	MYZ (KN.m/m)	r = (m)	Press Z (KN/m2)	Nxx (KN/m)	MYZ (KN.m/m)	TZY (KN/m)	TZY (KN/m)
0.00	-0.4	-5.2	0.2	0.00	-60.1	29.3	0.0	-0.2	-0.2
0.50	-0.4	-5.2	0.4	0.50	-60.1	29.3	0.0	0.0	0.0
1.00	-0.4	-5.2	0.4	1.00	-60.1	29.3	0.0	-0.1	-0.1
1.50	-0.3	-5.2	0.5	1.50	-60.1	29.3	0.1	-0.1	-0.1
2.00	-0.2	-5.2	0.6	2.00	-60.1	29.3	0.1	-0.1	-0.1
2.50	0.0	-5.2	0.7	2.50	-60.1	29.3	0.1	-0.2	-0.2
3.00	0.2	-5.2	0.8	3.00	-60.1	29.3	0.2	-0.2	-0.2
3.50	0.5	-5.2	0.8	3.50	-60.0	29.3	0.2	-0.2	-0.2
4.00	0.9	-5.2	0.7	4.00	-60.0	29.3	0.3	-0.2	-0.2
4.50	1.3	-5.2	0.4	4.50	-59.9	29.3	0.3	-0.1	-0.1
5.00	1.7	-5.2	-0.1	5.00	-59.8	29.3	0.3	0.0	0.0
5.50	2.1	-5.2	-0.9	5.50	-59.7	29.3	0.2	0.2	0.2
6.00	2.5	-5.2	-2.0	6.00	-59.5	29.3	0.1	0.4	0.4
6.50	2.6	-5.2	-3.6	6.50	-59.4	29.3	-0.1	0.7	0.7
7.00	2.5	-5.2	-5.6	7.00	-59.2	29.3	-0.5	1.1	1.1
7.50	2.0	-5.2	-7.9	7.50	-59.2	29.3	-0.9	1.5	1.5
8.00	0.8	-5.2	-10.4	8.00	-59.1	29.3	-1.6	1.9	1.9
8.50	-1.2	-5.2	-12.8	8.50	-59.2	29.3	-2.3	2.3	2.3
9.00	-4.3	-5.2	-14.6	9.00	-59.5	29.3	-3.2	2.7	2.7
9.50	-8.4	-5.2	-15.3	9.50	-60.1	29.3	-4.0	2.7	2.7
10.00	-13.8	-5.2	-13.9	10.00	-61.0	29.3	-4.8	2.3	2.3
10.50	-20.3	-5.2	-9.2	10.50	-62.2	29.3	-5.2	1.3	1.3
11.00	-27.5	-5.2	-0.6	11.00	-63.9	29.3	-3.4	3.5	3.5
11.45	-34.1	-5.1	-0.1	11.45	-65.6	28.4	-0.2	1.0	1.0

r = (m)	Cumul des phases			TZY (KN/m)
	Press Z (KN/m2)	Nxx (KN/m)	MYZ (KN.m/m)	
0.00	-60.5	24.1	0.2	32.9
0.50	-60.5	24.1	0.4	0.3
1.00	-60.5	24.1	0.4	0.0
1.50	-60.4	24.1	0.6	-0.3
2.00	-60.3	24.1	0.7	-0.4
2.50	-60.1	24.1	0.8	-0.5
3.00	-59.8	24.1	1.0	-0.4
3.50	-59.5	24.1	1.0	-0.2
4.00	-59.1	24.1	1.0	0.1
4.50	-58.6	24.1	0.7	0.7
5.00	-58.1	24.1	0.2	1.6
5.50	-57.6	24.1	-0.7	2.8
6.00	-57.1	24.1	-2.0	4.3
6.50	-56.7	24.1	-3.7	5.9
7.00	-56.7	24.1	-6.0	7.5
7.50	-57.2	24.1	-8.8	8.9
8.00	-58.3	24.1	-11.9	9.6
8.50	-60.5	24.1	-15.1	10.0
9.00	-63.8	24.1	-17.8	9.0
9.50	-68.5	24.1	-19.3	5.3
10.00	-74.8	24.1	-18.7	-1.6
10.50	-82.5	24.1	-14.5	-12.1
11.00	-91.4	24.1	-4.1	-12.8
11.45	-99.7	23.4	-0.3	5.6

Sollicitations : enveloppe des moments



Justifications réglementaires

Justifications des contraintes tangentielles

Phase de construction			Cumul des phases		
r = (m)	TZY (KN/m)	Vérif	r = (m)	TZY (KN/m)	Vérif
0.00	0.00	OK	0.00	0.00	OK
0.50	0.53	OK	0.50	0.48	OK
1.00	0.02	OK	1.00	-0.06	OK
1.50	-0.26	OK	1.50	-0.38	OK
2.00	-0.45	OK	2.00	-0.63	OK
2.50	-0.54	OK	2.50	-0.78	OK
3.00	-0.32	OK	3.00	-0.54	OK
3.50	-0.08	OK	3.50	-0.32	OK
4.00	0.44	OK	4.00	0.21	OK
4.50	1.25	OK	4.50	1.10	OK
5.00	2.43	OK	5.00	2.42	OK
5.50	3.98	OK	5.50	4.20	OK
6.00	5.82	OK	6.00	6.41	OK
6.50	7.82	OK	6.50	8.85	OK
7.00	9.71	OK	7.00	11.30	OK
7.50	11.13	OK	7.50	13.32	OK
8.00	11.58	OK	8.00	14.37	OK
9.00	9.51	OK	9.00	15.03	OK
9.50	3.87	OK	9.50	7.95	OK
10.00	-5.82	OK	10.00	-2.33	OK
10.50	-20.18	OK	10.50	-18.17	OK
11.00	-24.39	OK	11.00	-19.16	OK
11.45	6.90	OK	11.45	8.39	OK

Vérification des contraintes de traction dans le béton

r = (m)	Cumul des phases		Vérification des contraintes béton					
	Nxx (KN/m)	MVY (KN.m/m)	eo (m)	θ	ob lim MPa	σ_b MPa	Vérif	
0.00	24.1	0.2	0.01	1.02	3.03	>	0.11	OK
0.50	24.1	0.4	0.02	1.04	3.09	>	0.13	OK
1.00	24.1	0.4	0.02	1.05	3.11	>	0.14	OK
1.50	24.1	0.6	0.02	1.06	3.15	>	0.15	OK
2.00	24.1	0.7	0.03	1.08	3.20	>	0.16	OK
2.50	24.1	0.8	0.03	1.09	3.25	>	0.18	OK
3.00	24.1	1.0	0.04	1.11	3.28	>	0.19	OK
3.50	24.1	1.0	0.04	1.11	3.30	>	0.19	OK
4.00	24.1	1.0	0.04	1.11	3.28	>	0.19	OK
4.50	24.1	0.7	0.03	1.08	3.20	>	0.16	OK
5.00	24.1	0.2	0.01	1.02	3.03	>	0.11	OK
5.50	24.1	-0.7	-0.03	1.07	3.19	>	0.16	OK
6.00	24.1	-2.0	-0.08	1.22	3.61	>	0.28	OK
6.50	24.1	-3.7	-0.15	1.41	4.20	>	0.45	OK
7.00	24.1	-6.0	-0.25	1.67	4.95	>	0.67	OK
7.50	24.1	-8.8	-0.37	1.67	4.95	>	0.94	OK
8.00	24.1	-11.9	-0.49	1.67	4.95	>	1.24	OK
8.50	24.1	-15.1	-0.63	1.67	4.95	>	1.54	OK
9.00	24.1	-17.8	-0.74	1.67	4.95	>	1.80	OK
9.50	24.1	-19.3	-0.80	1.67	4.95	>	1.95	OK
10.00	24.1	-18.7	-0.77	1.67	4.95	>	1.89	OK
10.50	24.1	-14.5	-0.60	1.67	4.95	>	1.49	OK
11.00	24.1	-4.1	-0.17	1.45	4.30	>	0.49	OK
11.45	23.4	-0.3	-0.01	1.03	3.07	>	0.12	OK

Calculs des armatures dans le radier

Principe d'armatures dans le radier

Le radier se décompose en deux zones. La première zone concerne la zone centrale la moins sollicitée. Nous recherchons l'abscisse du rayon pour laquelle le pourcentage minimum des armatures équilibre les sollicitations. Dans cette zone les armatures seront orthogonales. Au-delà, il s'agit de la semelle périphérique. Les armatures seront rayonnantes pour permettre le montage des attentes du voile.

Armatures dans la zone centrale

Nous retiendrons le pourcentage minimum demandé par le fascicule 74.
 $A_{\text{mini}} = 0.25\% \times 25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$ à répartir sur les deux faces.

Pour $R=7.50\text{m}$, nous relevons $M_{\text{max}} = 8.8 \text{ KN/ml}$ et $N_{\text{ser}} = 24.1 \text{ KN/ml}$ (traction).

BaelR Version 1.02.035

Données saisies :

Largeur section :	1,00	m
Hauteur section :	0,25	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,07	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,07	m
Contrainte du béton :	35	MPa
Limite élastique de l'acier :	500	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Effort normal ELS :	-24.1	kN
Moment fléchissant ELS :	-8.8	kN*m
Section armatures supérieures ELS :	3.92	cm ²
Section armatures inférieures ELS :	2.50	cm ²
Résultats des calculs aux ELS		
Contrainte de la fibre supérieure du béton :	0	MPa
Contrainte des armatures supérieures :	-182.5	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-41.9	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	3.17	MPa
		< 200 MPa
		< 200 MPa
		< 200 MPa
		< 200 MPa
		(HA10 e=20cm)
		(HA8 e=20cm)

Dans la zone centrale nous retiendrons le pourcentage minimum d'armature soit $H10e=20\text{cm}$ en nappe supérieure et $HA8e=20\text{cm}$ en nappe inférieure. Ainsi $A_{\text{totale}} = 6.4\text{cm}^2/\text{ml} > A_{\text{mini}} = 6.2\text{cm}^2/\text{ml}$.

Armatures dans la semelle périphérique

Pour $R=9.50\text{m}$, nous relevons $M_{\text{max}} = -19.3 \text{ KN/ml}$ et $N_{\text{ser}} = 24.1 \text{ KN/ml}$ (traction).

BaelR Version 1.02.035

Données saisies :

Largeur section :	1,00	m
Hauteur section :	0,25	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,07	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,07	m
Contrainte du béton :	35	MPa
Limite élastique de l'acier :	500	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Effort normal ELS :	-24.1	kN
Moment fléchissant ELS :	-19.3	kN*m
Section armatures supérieures ELS :	7.53	cm ²
Section armatures inférieures ELS :	3.35	cm ²
		(HA12 e=15cm)
		(HA8 e=15cm)
Résultats des calculs aux ELS		
Contrainte de la fibre supérieure du béton :	0	MPa
Contrainte des armatures supérieures :	-175.4	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-26.4	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	4.6	MPa
		< 200 MPa
		< 200 MPa
		< 200 MPa
		< 200 MPa
		(HA12 e=15cm)
		(HA8 e=15cm)

Les HA12 e=15 cm conviennent en nappe supérieure de la semelle. Transversalement, nous retiendrons HA10e=20cm.

Les HA8 e=15 cm conviennent en nappe inférieure de la semelle. Transversalement, nous retiendrons HA8e=20cm.

Cette note à pour objet de fournir une synthèse des résultats des calculs des différents réservoirs de grands diamètres. Il s'agit des résultats principaux et des valeurs dimensionnantes.

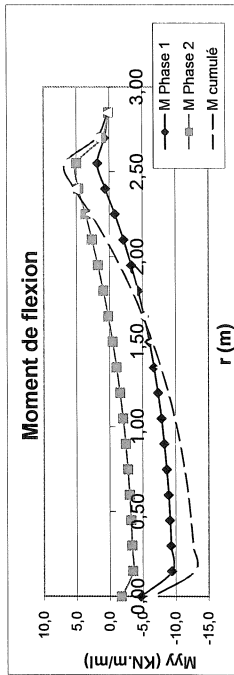
Voiles de hauteur 4.00m

Diamètre intérieur 5.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 6,2 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 5,4 kN/ml

• Vérification réglementaires

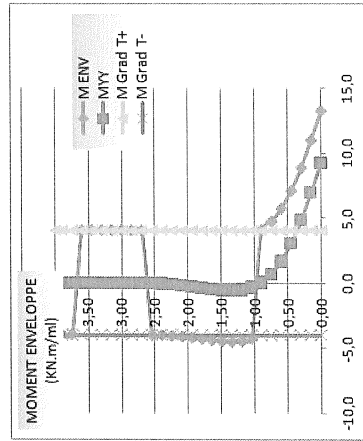
* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 0,15 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 1,21 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Contrainte tangente : Pour $r = 0,15 \text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,38 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 50 kN

* Effort tranchant maxi : Vser max = 16,9 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical

Pour $z = 0,00 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 1,88 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

o Sollicitation d'axe horizontal

Pour $z = 0,45 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 1,56 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 3,40 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Contrainte tangente

Pour $z = 0,00 \text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,15 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

$z = 1,35 \text{ m}$: $A = 2,51 \text{ cm}^2$ soit HA8 $e=20\text{cm}$ $\sigma_s = 99 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 4,00 \text{ m}$: $A = 2,51 \text{ cm}^2$ soit HA8 $e=20\text{cm}$ $\sigma_s = 112 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

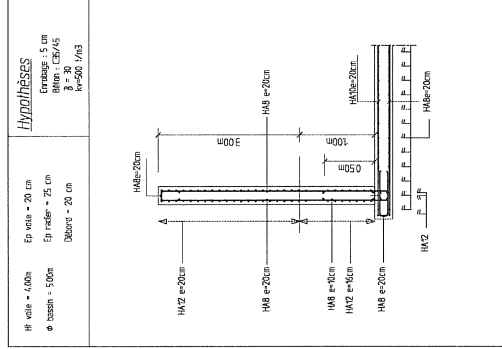
o Face extérieure

$z = 0,60 \text{ m}$: $A = 2,50 \text{ cm}^2$ soit HA8 $e=20\text{cm}$ $\sigma_s = 121 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Horizontale

$z = 0,45 \text{ m}$: $A = 7,1 \text{ cm}^2$ /face soit HA12 $e=16\text{cm}$ $\sigma_s = 176 \text{ MPa} < 192 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 1,05 \text{ m}$: $A = 5,7 \text{ cm}^2$ /face soit HA12 $e=20\text{cm}$ $\sigma_s = 190 \text{ MPa} < 192 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

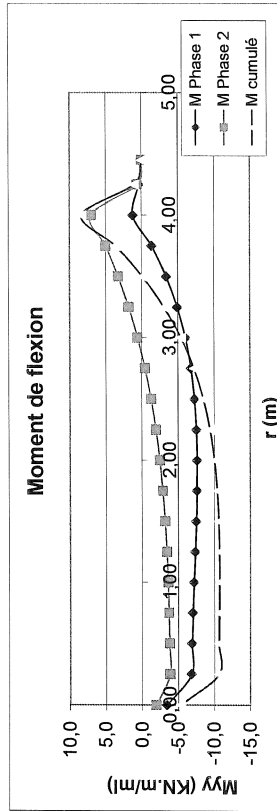


Diamètre intérieur 8.00m

✓ Dimensionnement de radier

- Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 4,00 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 31,5 kN/ml

- Vérification réglementaires

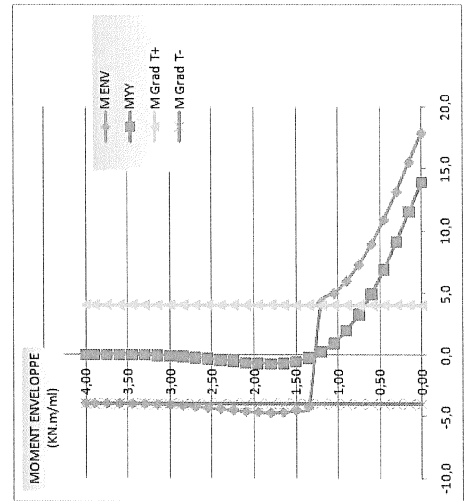
* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 0,75$ m : σ_b max = 1,01 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.

* Contrainte tangente : Pour $r = 4,00$ m : τ_u max = 0,22 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

✓ Dimensionnement de voile

- Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 50 kN

* Effort tranchant maxi : Vser max = 17,6 kN/ml

- Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00$ m : σ_b max = 2,58 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.

o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 0,60$ m : σ_b max = 1,86 MPa < σ_b lim = 3,27 MPa → OK.

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,15$ m : τ_u max = 0,16 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

- Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

- o Face intérieure

$z = 1,80$ m A = 2,51 cm² soit HA8 e=20cm $\sigma_s = 109$ MPa < 200 MPa → OK.

$z = 4,00$ m A = 2,51 cm² soit HA8 e=20cm $\sigma_s = 112$ MPa < 200 MPa → OK.

- o Face extérieure

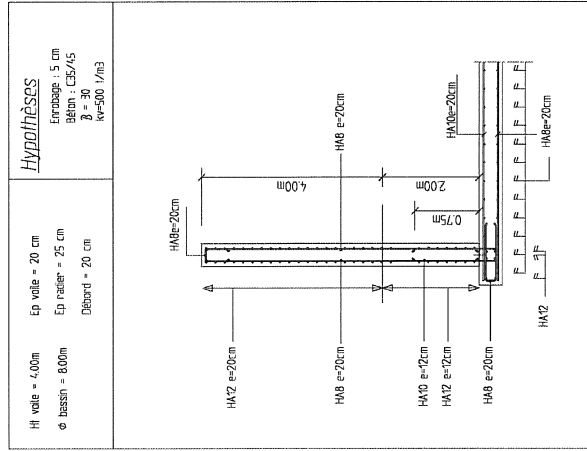
$z = 0,00$ m A = 6,54 cm² soit HA10 e=12cm $\sigma_s = 193$ MPa < 200 MPa → OK.

$z = 0,75$ m A = 2,51 cm² soit HA8 e=20cm $\sigma_s = 167$ MPa < 200 MPa → OK.

* Horizontale

$z = 0,60$ m A = 9,5 cm²/face soit HA12 e=12cm $\sigma_s = 171$ MPa < 192 MPa → OK.

$z = 1,80$ m A = 5,7 cm²/face soit HA12 e=20cm $\sigma_s = 182$ MPa < 192 MPa → OK.



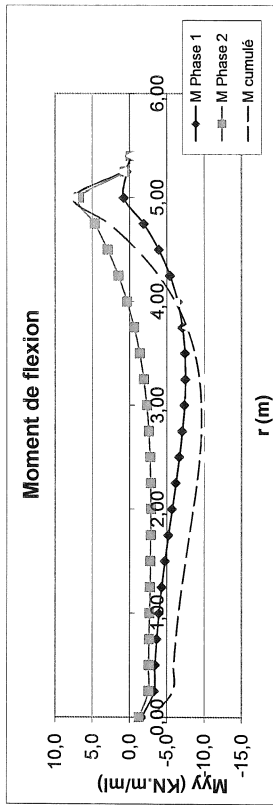
Diamètre
10.00m

intérieur

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 1,30 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 28,80 kN/ml

• Vérification réglementaires

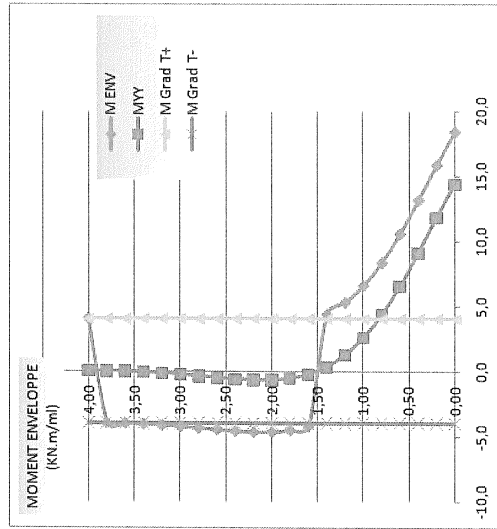
* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 2,75$ m : σ_b max = 0,92 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK

* Contrainte tangente : Pour $r = 5,00$ m : τ_u max = 0,20 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort
= 50 kN

normal maxi : Nser max

* Effort tranchant maxi : Vser max = 14,8 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00$ m : σ_b max = 2,66 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK

o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 0,80$ m : σ_b max = 1,97 MPa < σ_b lim = 3,24 MPa → OK

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,20$ m : τ_u max = 0,13 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

$z = 1,60$ m $A = 2,51$ cm² soit HA8 e=20cm $\sigma_s = 93$ MPa < 200 MPa → OK

$z = 4,00$ m $A = 2,51$ cm² soit HA8 e=20cm $\sigma_s = 112$ MPa < 200 MPa → OK

o Face extérieure

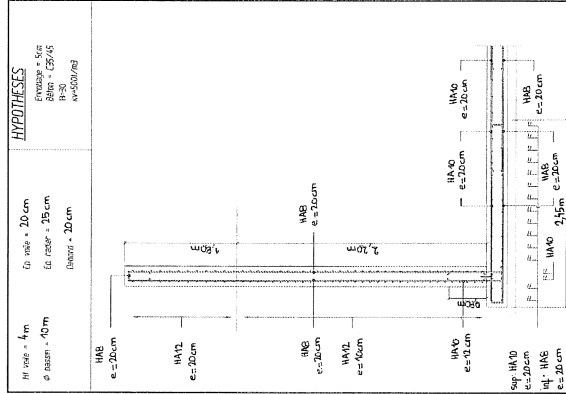
$z = 0,00$ m $A = 6,54$ cm² soit HA10 e=12cm $\sigma_s = 199$ MPa < 200 MPa → OK

$z = 0,80$ m $A = 2,51$ cm² soit HA8 e=20cm $\sigma_s = 196$ MPa < 200 MPa → OK

* Horizontale

$z = 0,80$ m $A = 11,3$ cm²/face soit HA12 e=10cm $\sigma_s = 183$ MPa < 192 MPa → OK

$z = 2,20$ m $A = 5,7$ cm²/face soit HA12 e=20cm $\sigma_s = 181$ MPa < 192 MPa → OK

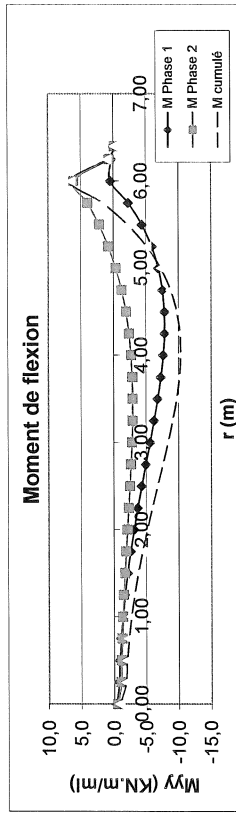


Diamètre intérieur 12.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 1,50 kN/ml
 * Effort tranchant maxi : Vser max = 26,60 kN/ml

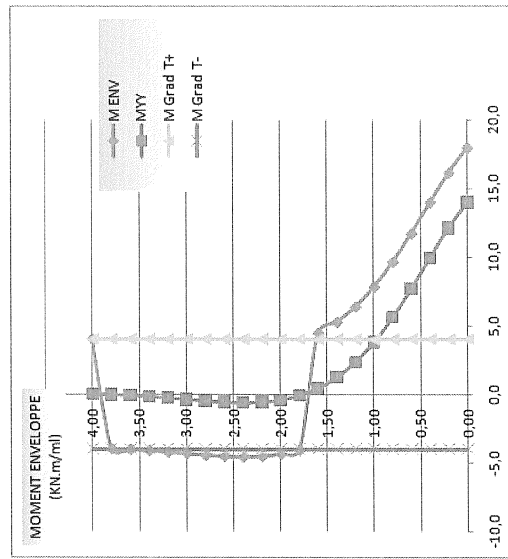
• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 4,00 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 1,00 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
 * Contrainte tangente : Pour $r = 6,00 \text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,19 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort
 max = 50 kN
 * Effort tranchant maxi : Vser max = 12,4 kN/ml
 normal maxi : Nser

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

- o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 2,60 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
- o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 0,80 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 2,07 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 3,22 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,40 \text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,11 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

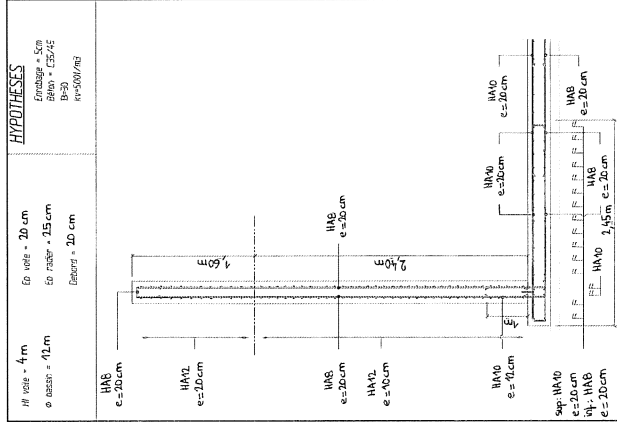
$z = 2,20 \text{ m}$ A = 2,51 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 108 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
 $z = 4,00 \text{ m}$ A = 2,51 cm² soit HA8 e=20cm $\sigma_s = 112 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

o Face extérieure

$z = 0,00 \text{ m}$ A = 6,54 cm² soit HA10 e=12cm $\sigma_s = 194 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
 $z = 1,00 \text{ m}$ A = 2,51 cm² soit HA8 e=20cm $\sigma_s = 184 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

* Horizontale

$z = 0,80 \text{ m}$ A = 11,3 cm²/face soit HA12 e=10cm $\sigma_s = 192 \text{ MPa} = 192 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
 $z = 2,40 \text{ m}$ A = 5,7 cm²/face soit HA12 e=20cm $\sigma_s = 190 \text{ MPa} < 192 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$



Diamètre

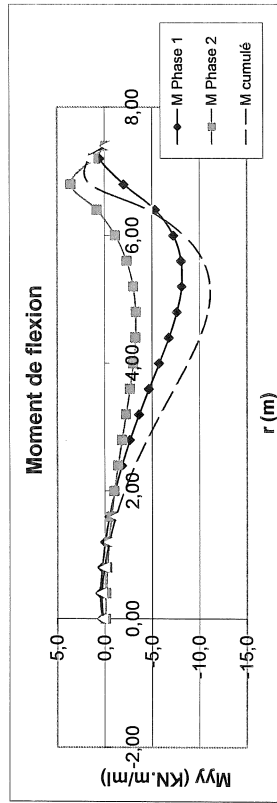
Intérieur

14.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 4,10 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 60,40 kN/ml

• Vérification réglementaires

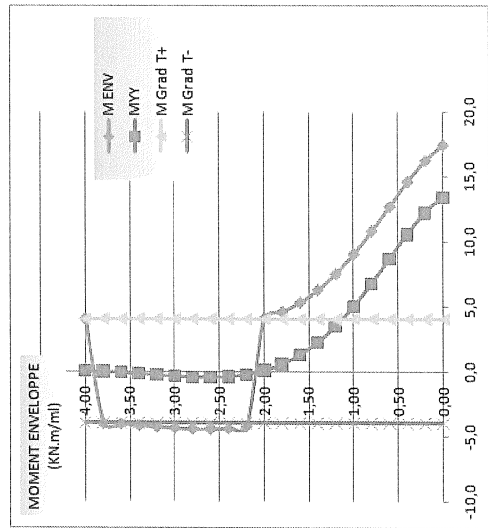
* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 5,20\text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 1,08\text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

* Contrainte tangente : Pour $r = 0,00\text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,59\text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 50 kN

* Effort tranchant maxi : Vser max = 10,6 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00\text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 2,51\text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 1,00\text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 2,15\text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 3,20\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,80\text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,09\text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

$z = 2,60\text{ m}$ A = 2,51 cm² soit HA8 e=20cm $\sigma_s = 110\text{ MPa} < 200\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

$z = 4,00\text{ m}$ A = 2,51 cm² soit HA8 e=20cm $\sigma_s = 112\text{ MPa} < 200\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

o Face extérieure

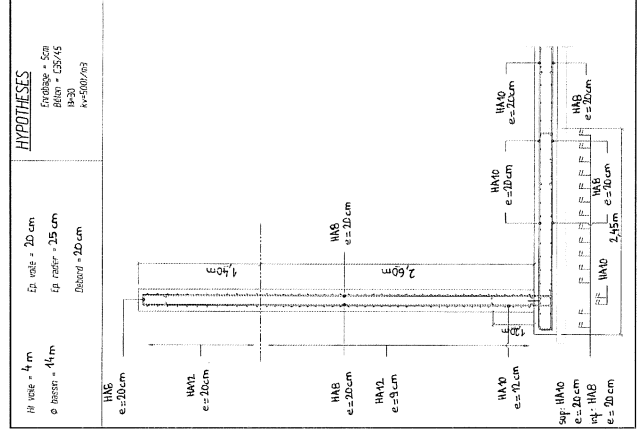
$z = 0,00\text{ m}$ A = 6,54 cm² soit HA10 e=12cm $\sigma_s = 187\text{ MPa} < 200\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

$z = 1,20\text{ m}$ A = 2,51 cm² soit HA8 e=20cm $\sigma_s = 178\text{ MPa} < 200\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

* Horizontale

$z = 1,00\text{ m}$ A = 12,6 cm²/face soit HA12 e=9cm $\sigma_s = 192\text{ MPa} = 192\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

$z = 2,60\text{ m}$ A = 5,7 cm²/face soit HA12 e=20cm $\sigma_s = 194\text{ MPa} > 192\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

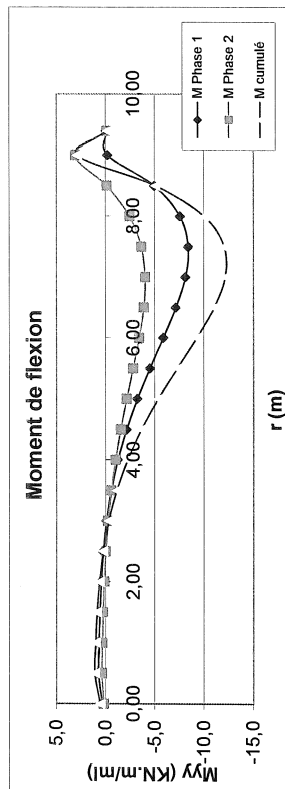


Diamètre intérieur 18.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 8,70 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 14,4 kN/ml

• Vérification réglementaires

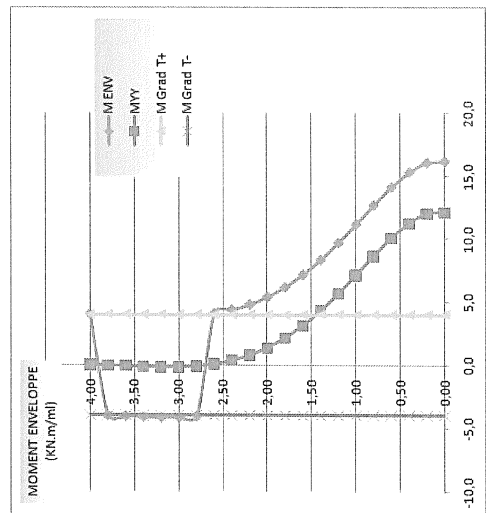
* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 7,00$ m : σ_b max = 1,20 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK

* Contrainte tangente : Pour $r = 8,50$ m : τ_u max = 0,10 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 50 kN

* Effort tranchant maxi : Vser max = 8,30 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00$ m : σ_b max = 2,32 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK

o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 1,00$ m : σ_b max = 2,29 MPa < σ_b lim = 3,18 MPa → OK

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,60$ m : τ_u max = 0,07 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

$z = 3,20$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 83$ MPa < 200 MPa → OK

$z = 4,00$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 86$ MPa < 200 MPa → OK

o Face extérieure

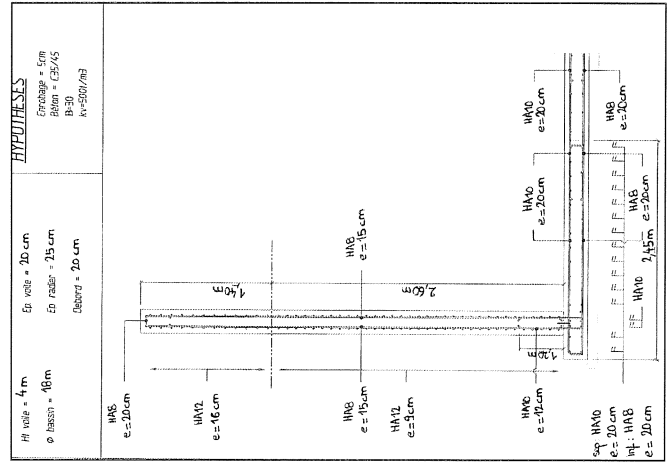
$z = 0,00$ m A = 6,54 cm² soit HA10 e=12cm $\sigma_s = 172$ MPa < 200 MPa → OK

$z = 1,20$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 184$ MPa < 200 MPa → OK

* Horizontale

$z = 1,00$ m A = 12,6 cm²/face soit HA12 e=9cm $\sigma_s = 191$ MPa < 192 MPa → OK

$z = 2,60$ m A = 7,1 cm²/face soit HA12 e=16cm $\sigma_s = 191$ MPa < 192 MPa → OK

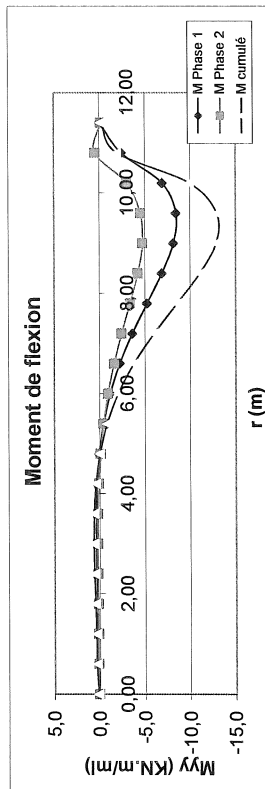


Diamètre intérieur 22.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 12,60 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 20,70 kN/ml

• Vérification réglementaires

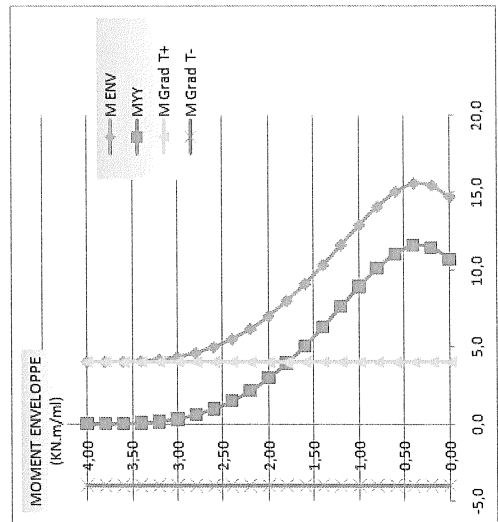
* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 9,60$ m : σ_b max = 1,29 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.

* Contrainte tangente : Pour $r = 11,80$ m : τ_u max = 0,15 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 50 kN

* Effort tranchant maxi : Vser max = 8,00 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,86$ m : σ_b max = 2,25 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.

o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 1,20$ m : σ_b max = 2,42 MPa < σ_b lim = 3,16 MPa → OK.

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,00$ m : τ_u max = 0,07 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

$z = 0,00$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm σ_s = 52 MPa < 200 MPa → OK.

$z = 4,00$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm σ_s = 86 MPa < 200 MPa → OK.

o Face extérieure

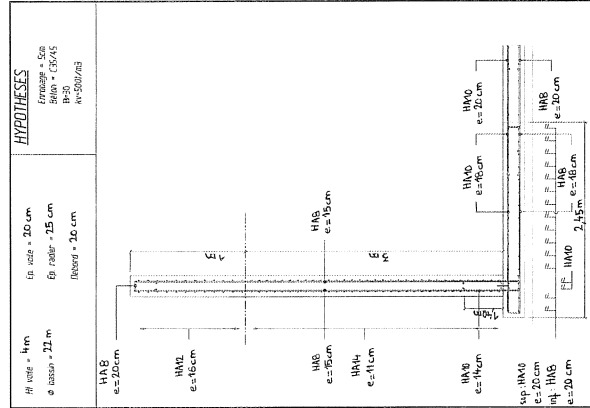
$z = 0,00$ m A = 5,61 cm² soit HA10 e=14cm σ_s = 192 MPa < 200 MPa → OK.

$z = 1,40$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm σ_s = 199 MPa < 200 MPa → OK.

* Horizontale

$z = 1,20$ m A = 14,0 cm²/face soit HA14 e=11cm σ_s = 180 MPa < 181 MPa → OK.

$z = 3,00$ m A = 7,1 cm²/face soit HA12 e=16cm σ_s = 177 MPa < 192 MPa → OK.



Voiles de

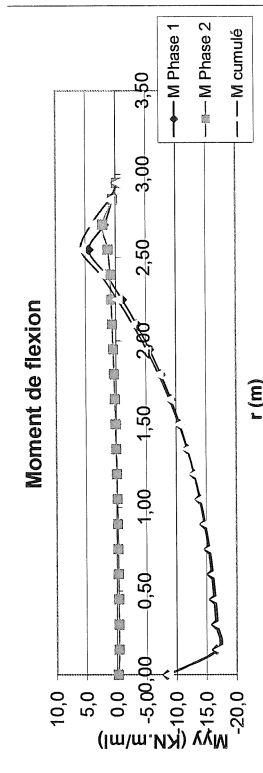
hauteur 6.00m

Diamètre intérieur 5.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 3,50 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 65,30 kN/ml

• Vérification réglementaires

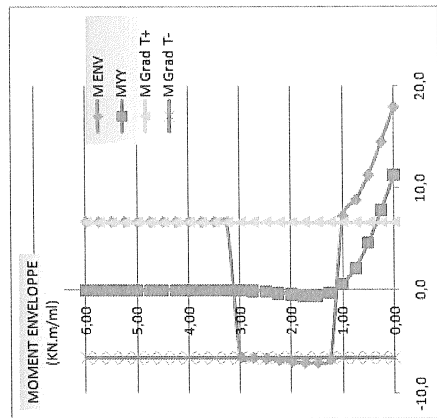
* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 0,15$ m : σ_b max = 1,64 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.

* Contrainte tangente : Pour $r = 0,15$ m : τ_u max = 0,46 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi :

Nser max = 67,50 kN

* Effort tranchant maxi : Vser max = 15,20 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00$ m : σ_b max = 1,56 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.

o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 1,50$ m : σ_b max = 1,65 MPa < σ_b lim = 3,16 MPa → OK.

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,25$ m : τ_u max = 0,11 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

$z = 1,50$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 74$ MPa < 200 MPa → OK.

$z = 6,00$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 111$ MPa < 200 MPa → OK.

o Face extérieure

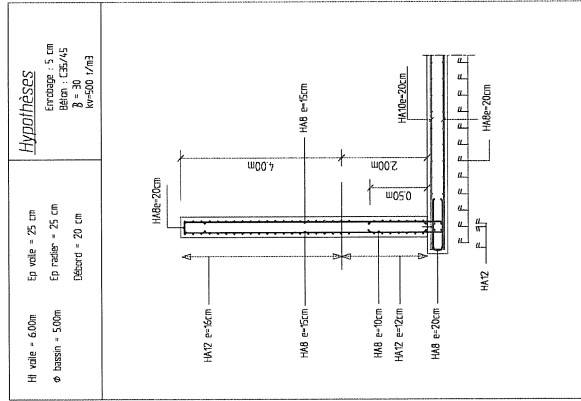
$z = 0,00$ m A = 4,19 cm² soit HA8 e=11cm $\sigma_s = 180$ MPa < 200 MPa → OK.

$z = 0,50$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 130$ MPa < 200 MPa → OK.

* Horizontale

$z = 0,50$ m A = 8,1 cm²/face soit HA12 e=12cm $\sigma_s = 169$ MPa < 192 MPa → OK.

$z = 2,00$ m A = 7,1 cm²/face soit HA12 e=16cm $\sigma_s = 186$ MPa < 192 MPa → OK.

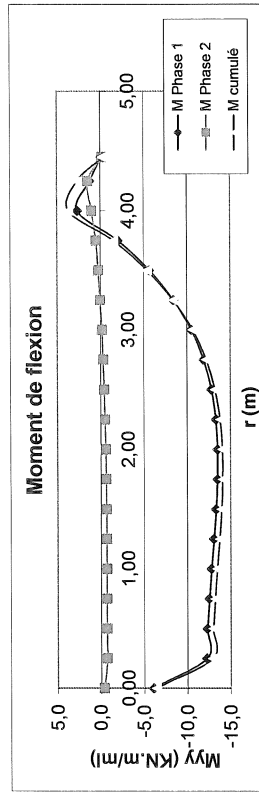


Diamètre intérieur 8.00m

✓ Dimensionnement de radier

- Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 8,60 kN/ml
 * Effort tranchant maxi : Vser max = 33,40 kN/ml

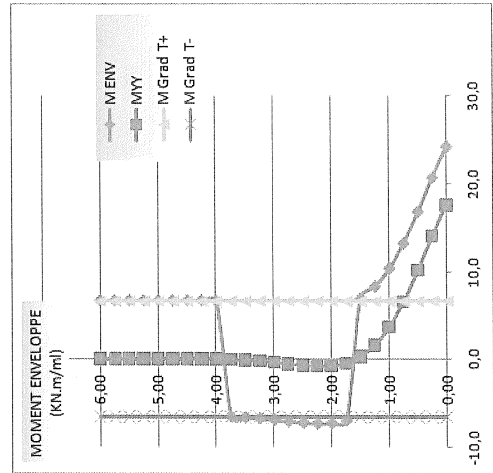
- Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 1,75$ m : σ_b max = 1,39 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.
 * Contrainte tangente : Pour $r = 4,00$ m : τ_u max = 0,24 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

✓ Dimensionnement de voile

- Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 67,50 kN
 * Effort tranchant maxi : Vser max = 17,00 kN/ml

- Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

- o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00$ m : σ_b max = 1,46 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.
 - o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 0,75$ m : σ_b max = 1,53 MPa < σ_b lim = 3,22 MPa → OK.
- * Contrainte tangente : Pour $z = 0,25$ m : τ_u max = 0,10 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

- Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

- o Face intérieure

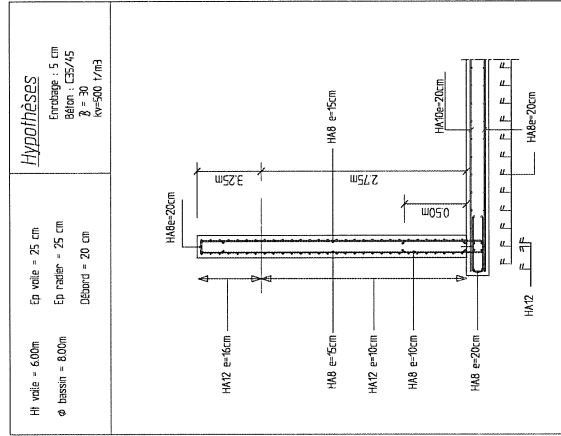
$z = 2,00$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $as = 159$ MPa < 200 MPa → OK.
 $z = 6,00$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $as = 89$ MPa < 200 MPa → OK.

- o Face extérieure

$z = 0,00$ m A = 5,03 cm² soit HA8 e=10cm $as = 173$ MPa < 200 MPa → OK.
 $z = 0,50$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $as = 109$ MPa < 200 MPa → OK.

* Horizontale

$z = 0,75$ m A = 11,3 cm²/face soit HA12 e=10cm $as = 194$ MPa > 192 MPa → OK.
 $z = 2,75$ m A = 7,1 cm²/face soit HA12 e=16cm $as = 190$ MPa < 192 MPa → OK.

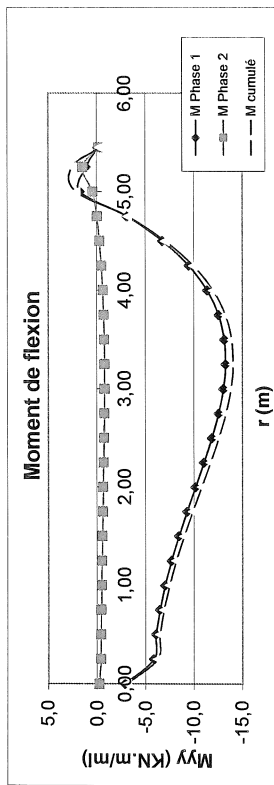


Diamètre intérieur 10.00m

✓ Dimensionnement de radier

- Sollicitations

* Moments de flexion



- * Effort normal maxi : Nser max = 12,10 kN/ml
- * Effort tranchant maxi : Vser max = 29,80 kN/ml

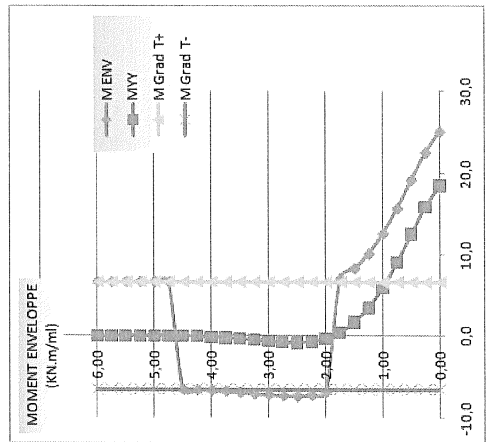
- Vérification réglementaires

- * Contrainte de traction du béton : Pour $r = 3,25 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 1,40 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
- * Contrainte tangente : Pour $r = 5,00 \text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,21 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

✓ Dimensionnement de voile

- Sollicitations

* Moments de flexion



- * Effort normal maxi : Nser max = 67,50 kN
- * Effort tranchant maxi : Vser max = 15,50 kN/ml

- Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

- o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 2,26 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
- o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 1,00 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 2,16 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 3,23 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
- * Contrainte tangente : Pour $z = 0,50 \text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,11 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

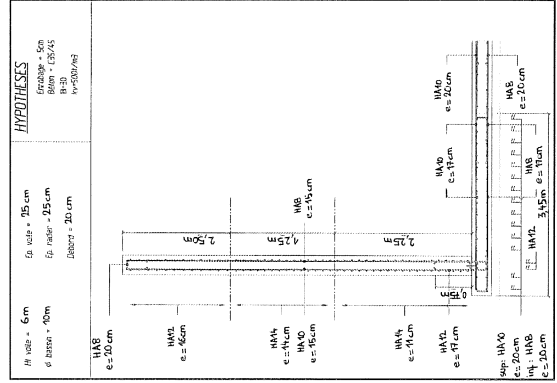
- Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

- o Face Intérieure
 - $z = 2,75 \text{ m}$ A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 90 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
 - $z = 6,00 \text{ m}$ A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 111 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
- o Face extérieure
 - $z = 0,00 \text{ m}$ A = 6,65 cm² soit HA12 e=17cm $\sigma_s = 186 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
 - $z = 0,75 \text{ m}$ A = 5,24 cm² soit HA10 e=15cm $\sigma_s = 138 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
 - $z = 6,00 \text{ m}$ A = 5,24 cm² soit HA10 e=15cm $\sigma_s = 73 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

* Horizontale

- $z = 1,00 \text{ m}$ A = 14,0 cm²/face soit HA14 e=11cm $\sigma_s = 172 \text{ MPa} < 181 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
- $z = 2,25 \text{ m}$ A = 11,0 cm²/face soit HA14 e=14cm $\sigma_s = 177 \text{ MPa} < 181 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$
- $z = 3,50 \text{ m}$ A = 7,10 cm²/face soit HA12 e=16cm $\sigma_s = 185 \text{ MPa} < 192 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$



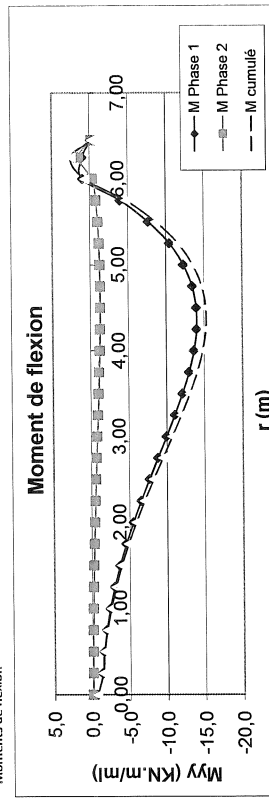
Diamètre

intérieur 12.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 15,40 kN/ml
 * Effort tranchant maxi : Vser max = 28,70 kN/ml

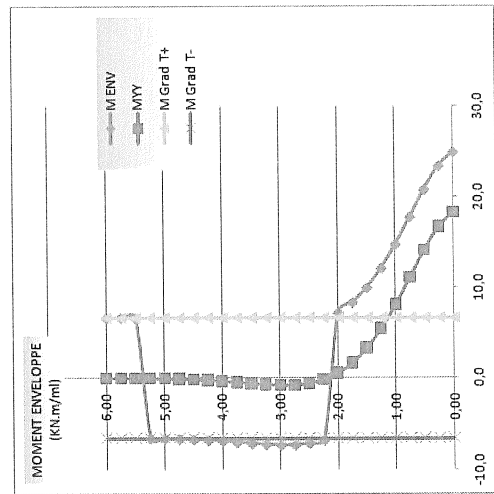
• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 4,50$ m : σ_b max = 1,52 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.
 * Contrainte tangente : Pour $r = 6,00$ m : τ_u max = 0,20 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 67,50 kN
 * Effort tranchant maxi : Vser max = 13,60 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00$ m : σ_b max = 2,24 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.
 o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 1,00$ m : σ_b max = 2,30 MPa < σ_b lim = 3,21 MPa → OK.
 * Contrainte tangente : Pour $z = 0,75$ m : τ_u max = 0,10 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

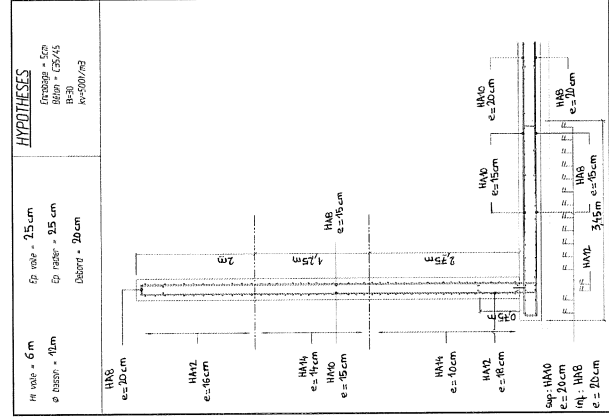
$z = 3,00$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 93$ MPa < 200 MPa → OK.
 $z = 6,00$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 111$ MPa < 200 MPa → OK.

o Face extérieure

$z = 0,00$ m A = 6,28 cm² soit HA12 e=18cm $\sigma_s = 194$ MPa > 192 MPa → OK.
 $z = 0,75$ m A = 5,24 cm² soit HA10 e=15cm $\sigma_s = 161$ MPa < 200 MPa → OK.
 $z = 6,00$ m A = 5,24 cm² soit HA10 e=15cm $\sigma_s = 73$ MPa < 200 MPa → OK.

* Horizontale

$z = 1,00$ m A = 15,4 cm²/face soit HA14 e=10cm $\sigma_s = 168$ MPa < 181 MPa → OK.
 $z = 2,75$ m A = 11,0 cm²/face soit HA14 e=14cm $\sigma_s = 178$ MPa < 181 MPa → OK.
 $z = 4,00$ m A = 7,10 cm²/face soit HA12 e=16cm $\sigma_s = 180$ MPa < 192 MPa → OK.

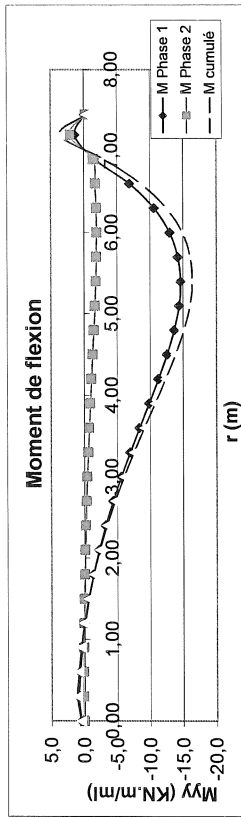


Diamètre intérieur 14.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



- * Effort normal maxi : Nser max = 18,50 kN/ml
- * Effort tranchant maxi : Vser max = 10,70 kN/ml

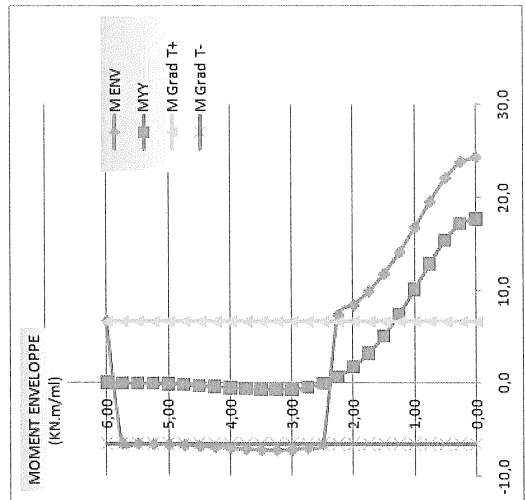
• Vérification réglementaires

- * Contrainte de traction du béton : Pour $r = 5,40$ m : σ_b max = 1,65 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.
- * Contrainte tangente : Pour $r = 7,20$ m : τ_u max = 0,22 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



- * Effort normal maxi : Nser max = 67,50 kN
- * Effort tranchant maxi : Vser max = 12,20 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

- o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00$ m : σ_b max = 2,18 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.
 - o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 1,25$ m : σ_b max = 2,44 MPa < σ_b lim = 3,18 MPa → OK.
- * Contrainte tangente : Pour $z = 1,00$ m : τ_u max = 0,09 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

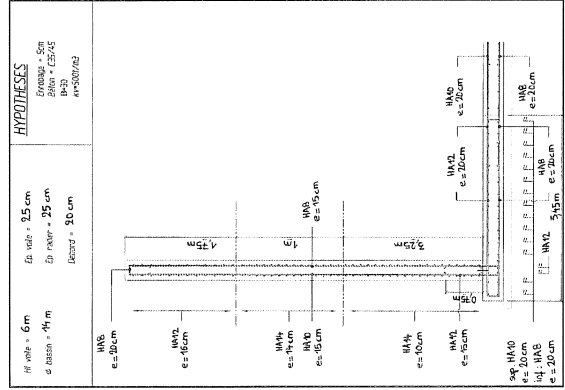
- z = 3,25 m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm σ_s = 95 MPa < 200 MPa → OK.
- z = 6,00 m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm σ_s = 111 MPa < 200 MPa → OK.

o Face extérieure

- z = 0,00 m A = 7,54 cm² soit HA12 e=15cm σ_s = 165 MPa < 192 MPa → OK.
- z = 0,75 m A = 5,24 cm² soit HA10 e=15cm σ_s = 181 MPa < 200 MPa → OK.
- z = 6,00 m A = 5,24 cm² soit HA10 e=15cm σ_s = 73 MPa < 200 MPa → OK.

* Horizontale

- z = 1,25 m A = 15,4 cm²/face soit HA14 e=10cm σ_s = 180 MPa < 181 MPa → OK.
- z = 3,25 m A = 11,0 cm²/face soit HA14 e=14cm σ_s = 175 MPa < 181 MPa → OK.
- z = 4,25 m A = 7,07 cm²/face soit HA12 e=16cm σ_s = 183 MPa < 192 MPa → OK.

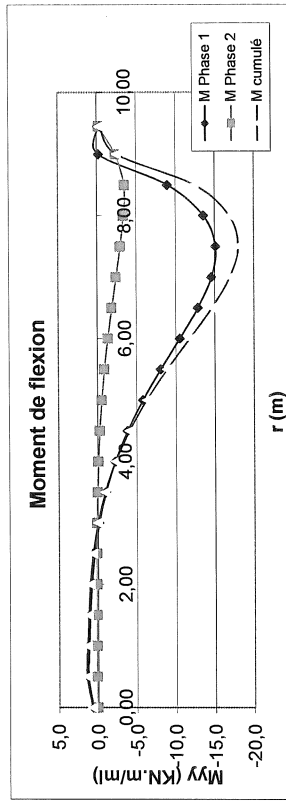


Diamètre intérieur 18.00m

✓ Dimensionnement de radier

- Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 24,10 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 20,30 kN/ml

- Vérification réglementaires

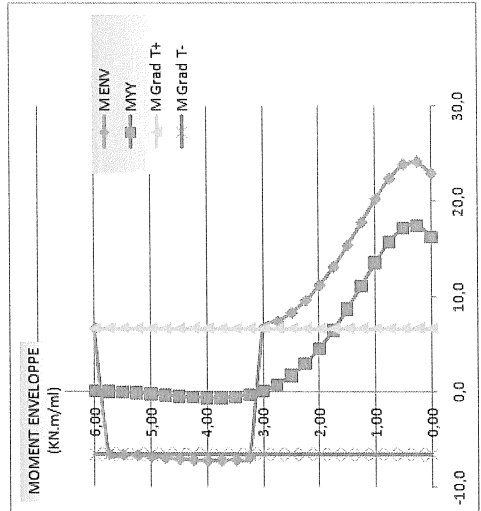
* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 7,50\text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 1,83\text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Contrainte tangente : Pour $r = 9,00\text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,14\text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

✓ Dimensionnement de voile

- Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 67,50 kN

* Effort tranchant maxi : Vser max = 11,80 kN/ml

- Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,25\text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 2,17\text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 4,50\text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 2,70\text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 3,15\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,00\text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,08\text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

- Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

- o Face intérieure

$z = 4,00\text{ m}$ A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 101\text{ MPa} < 200\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 6,00\text{ m}$ A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 111\text{ MPa} < 200\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

- o Face extérieure

$z = 0,25\text{ m}$ A = 7,54 cm² soit HA12 e=15cm $\sigma_s = 165\text{ MPa} < 192\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 1,00\text{ m}$ A = 5,24 cm² soit HA10 e=15cm $\sigma_s = 189\text{ MPa} < 200\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

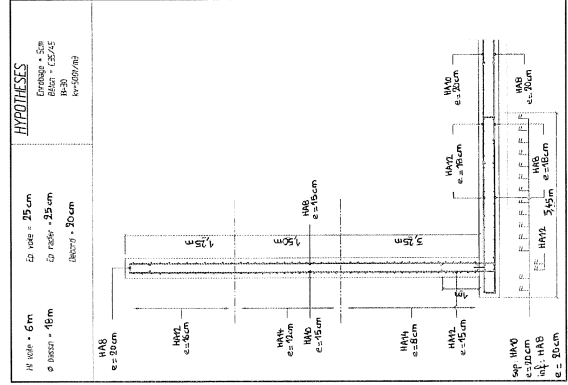
$z = 6,00\text{ m}$ A = 5,24 cm² soit HA10 e=15cm $\sigma_s = 73\text{ MPa} < 200\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Horizontale

$z = 1,50\text{ m}$ A = 17,1 cm²/face soit HA14 e=9cm $\sigma_s = 180\text{ MPa} < 181\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 3,25\text{ m}$ A = 12,8 cm²/face soit HA14 e=12cm $\sigma_s = 178\text{ MPa} < 181\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 4,75\text{ m}$ A = 7,07 cm²/face soit HA12 e=16cm $\sigma_s = 176\text{ MPa} < 192\text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.



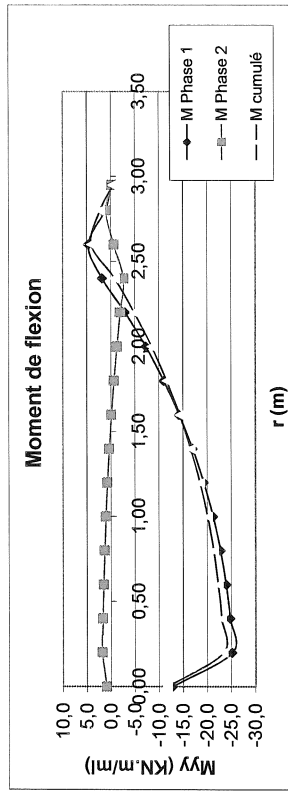
Voiles de hauteur 8.00m

Diamètre intérieur 5.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 14,70 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 60,50 kN/ml

• Vérification réglementaires

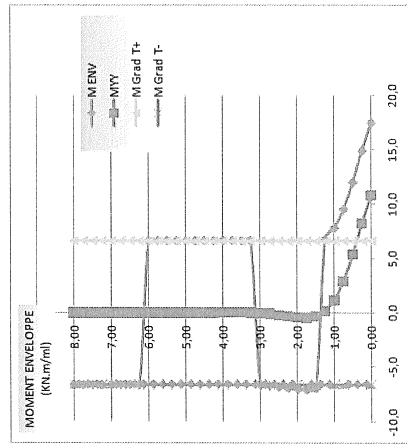
* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 0,20$ m : σ_b max = 1,60 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.

* Contrainte tangente : Pour $r = 0,20$ m : τ_u max = 0,36 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 80,00 kN

* Effort tranchant maxi : Vser max = 12,60 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00$ m : σ_b max = 1,47 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.

o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 0,75$ m : σ_b max = 1,81 MPa < σ_b lim = 3,34 MPa → OK.

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,25$ m : τ_u max = 0,09 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

$z = 1,75$ m $A = 3,35$ cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 55$ MPa < 200 MPa → OK.

$z = 8,00$ m $A = 3,35$ cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 111$ MPa < 200 MPa → OK.

o Face extérieure

$z = 0,00$ m $A = 3,50$ cm² soit HA8 e=14cm $\sigma_s = 196$ MPa < 192 MPa → OK.

$z = 0,50$ m $A = 3,35$ cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 123$ MPa < 200 MPa → OK.

* Horizontale

$z = 0,75$ m $A = 11,0$ cm²/face soit HA14 e=14cm $\sigma_s = 180$ MPa < 181 MPa → OK.

$z = 1,50$ m $A = 9,40$ cm²/face soit HA12 e=12cm $\sigma_s = 173$ MPa < 192 MPa → OK.

$z = 2,75$ m $A = 7,10$ cm²/face soit HA12 e=16cm $\sigma_s = 190$ MPa < 192 MPa → OK.

Hypothèses

HI voile = 8,00m

Ep voile = 25 cm

Ep radier = 30 cm

Ø bassin = 500m

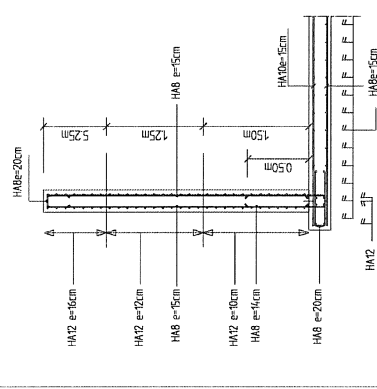
Ø bord = 20 cm

Enrobé = 5 cm

Béton : C30/35

$\beta = 30$

$\gamma_R = 500$ V/m³

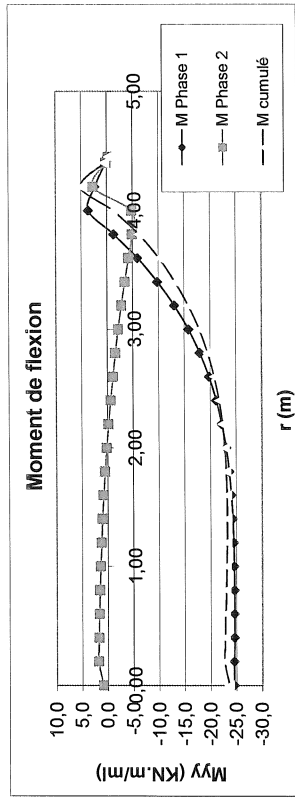


Diamètre intérieur 8.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 22,80 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 67,40 kN/ml

• Vérification réglementaires

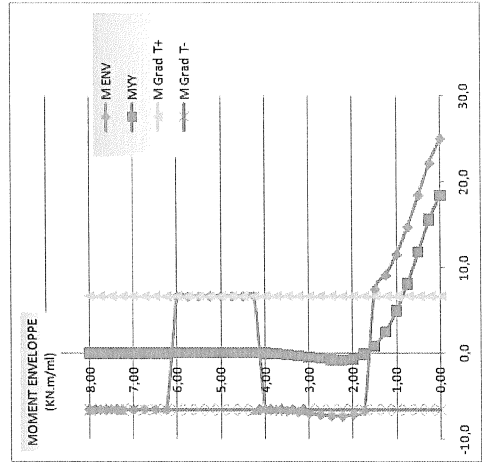
* Contrainte de traction du béton : Pour $z = 0,00 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 1,65 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Contrainte tangente : Pour $r = 0,20 \text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,40 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 80,00 kN

* Effort tranchant maxi : Vser max = 17,00 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 2,20 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 1,00 \text{ m}$: $\sigma_b \text{ max} = 2,29 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 3,21 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,50 \text{ m}$: $\tau_u \text{ max} = 0,12 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

$z = 2,25 \text{ m}$ A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 42 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 8,00 \text{ m}$ A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 89 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

o Face extérieure

$z = 0,00 \text{ m}$ A = 7,54 cm² soit HA12 e=15cm $\sigma_s = 162 \text{ MPa} < 192 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

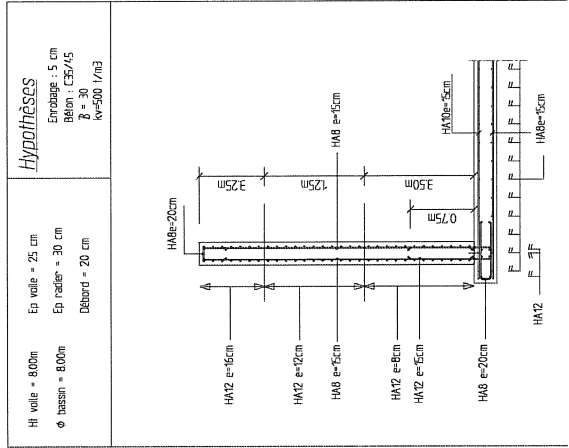
$z = 0,75 \text{ m}$ A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 124 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Horizontale

$z = 1,00 \text{ m}$ A = 14,1 cm²/face soit HA12 e=8cm $\sigma_s = 182 \text{ MPa} < 192 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 3,50 \text{ m}$ A = 9,40 cm²/face soit HA12 e=12cm $\sigma_s = 173 \text{ MPa} < 192 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 4,75 \text{ m}$ A = 7,07 cm²/face soit HA12 e=16cm $\sigma_s = 190 \text{ MPa} < 192 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

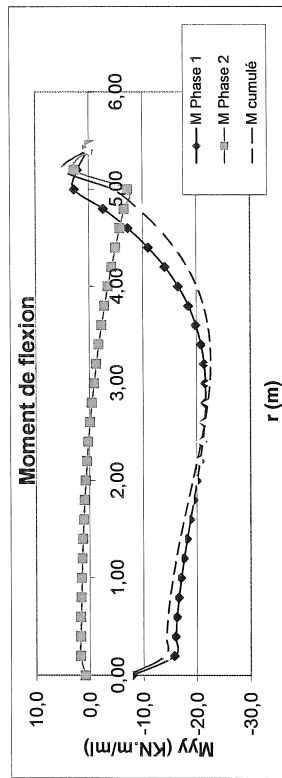


Diamètre intérieur 10.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 27,30 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 57,40 kN/ml

• Vérification réglementaires

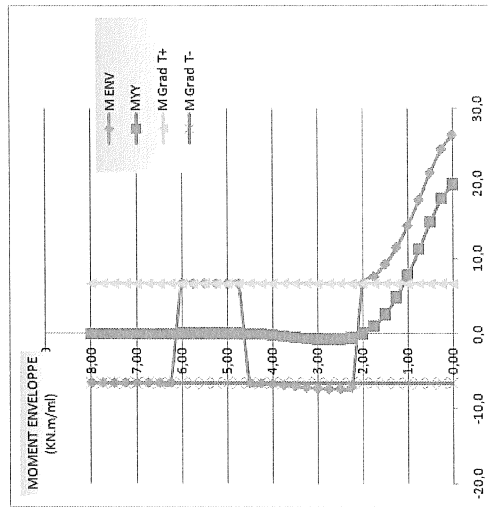
* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 3,20$ m : $\sigma_b \text{ max} = 1,60 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Contrainte tangente : Pour $r = 5,20$ m : $\tau_u \text{ max} = 0,34 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 80,00 kN

* Effort tranchant maxi : Vser max = 16,10 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00$ m : $\sigma_b \text{ max} = 2,35 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 4,95 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 1,00$ m : $\sigma_b \text{ max} = 2,55 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ lim} = 3,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,50$ m : $\tau_u \text{ max} = 0,11 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

$z = 2,75$ m $A = 3,35 \text{ cm}^2$ soit HA8 $e=15\text{cm}$ $\sigma_s = 71 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 8,00$ m $A = 3,35 \text{ cm}^2$ soit HA8 $e=15\text{cm}$ $\sigma_s = 89 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

o Face extérieure

$z = 0,00$ m $A = 7,54 \text{ cm}^2$ soit HA12 $e=15\text{cm}$ $\sigma_s = 175 \text{ MPa} < 192 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

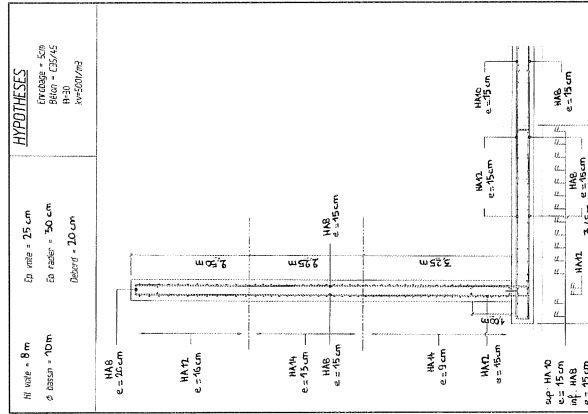
$z = 1,00$ m $A = 3,35 \text{ cm}^2$ soit HA8 $e=15\text{cm}$ $\sigma_s = 168 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

* Horizontale

$z = 1,00$ m $A = 17,1 \text{ cm}^2$ /face soit HA14 $e=9\text{cm}$ $\sigma_s = 169 \text{ MPa} < 181 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 3,25$ m $A = 11,80 \text{ cm}^2$ /face soit HA14 $e=13\text{cm}$ $\sigma_s = 178 \text{ MPa} < 181 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

$z = 5,50$ m $A = 7,07 \text{ cm}^2$ /face soit HA12 $e=16\text{cm}$ $\sigma_s = 186 \text{ MPa} < 192 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$.

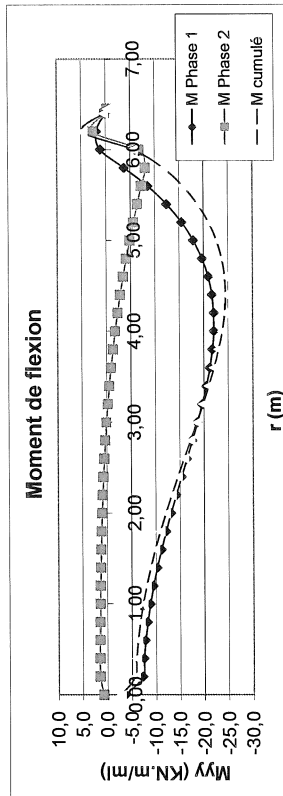


Diamètre intérieur 12.00m

✓ Dimensionnement de radier

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Normal maxi : Nser max = 31,50 kN/ml

* Effort tranchant maxi : Vser max = 16,70 kN/ml

• Vérification réglementaires

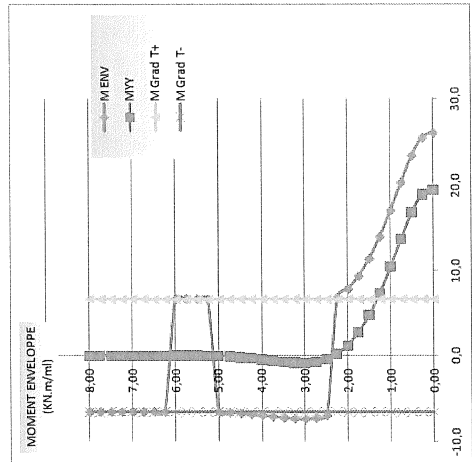
* Contrainte de traction du béton : Pour $r = 4,40$ m : σ_b max = 1,74 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.

* Contrainte tangente : Pour $r = 6,20$ m : τ_u max = 0,33 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

✓ Dimensionnement de voile

• Sollicitations

* Moments de flexion



* Effort normal maxi : Nser max = 80,00 kN

* Effort tranchant maxi : Vser max = 14,40 kN/ml

• Vérification réglementaires

* Contrainte de traction du béton

o Sollicitation d'axe vertical : Pour $z = 0,00$ m : σ_b max = 2,30 MPa < σ_b lim = 4,95 MPa → OK.

o Sollicitation d'axe horizontal : Pour $z = 1,25$ m : σ_b max = 2,77 MPa < σ_b lim = 3,15 MPa → OK.

* Contrainte tangente : Pour $z = 0,75$ m : τ_u max = 0,10 MPa < τ_u lim = 1,63 MPa → OK.

• Calcul des armatures

* Verticales intérieure et extérieure

o Face intérieure

$z = 3,00$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 49$ MPa < 200 MPa → OK.

$z = 8,00$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 89$ MPa < 200 MPa → OK.

o Face extérieure

$z = 0,00$ m A = 6,54 cm² soit HA10 e=12cm $\sigma_s = 145$ MPa < 200 MPa → OK.

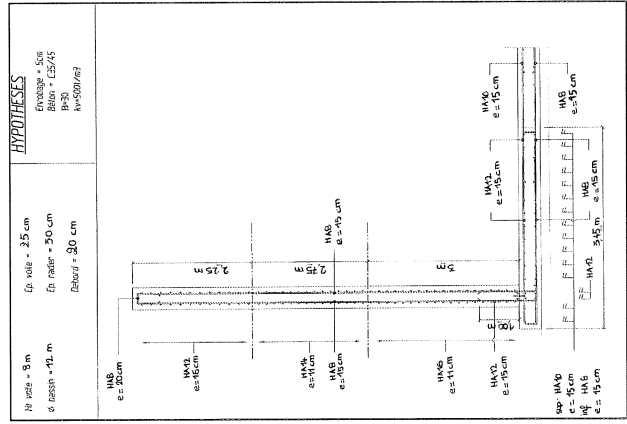
$z = 0,75$ m A = 3,35 cm² soit HA8 e=15cm $\sigma_s = 199$ MPa < 200 MPa → OK.

* Horizontale

$z = 1,25$ m A = 18,3 cm²/face soit HA16 e=11cm $\sigma_s = 173$ MPa < 173 MPa → OK.

$z = 3,00$ m A = 14,00 cm²/face soit HA14 e=11cm $\sigma_s = 177$ MPa < 181 MPa → OK.

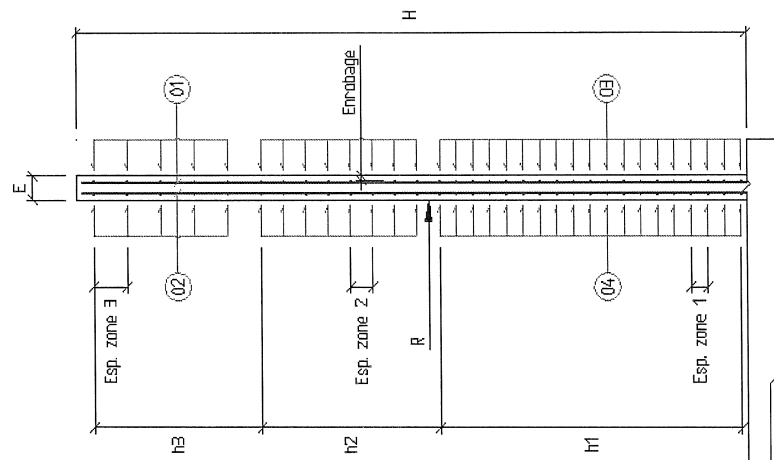
$z = 5,75$ m A = 7,07 cm²/face soit HA12 e=16cm $\sigma_s = 183$ MPa < 192 MPa → OK.



Cette annexe a pour objectif de donner un exemple de calcul établi par l'outil de calcul de ratios mis a point pour ce mémoire. Il s'agit en l'occurrence du calcul pour le réservoir de diamètre 22.00m et de hauteur de voile 6.00m.

✓ Ratios pour la voile

Représentation des aciers



Calcul du ratio

Calcul du ratio d'acier dans un voile circulaire

Hypothèses de calcul :

$\alpha = 240$ $\gamma_b = 1,5$
 $\beta = 30$ Béton : C35/45
 $\eta = 1,60$ Acier : Fe500

Données géométriques :

Rayon R = 11,00 m
 Epaisseur E = 0,25 m
 Enrobage = 5,0 cm
 Hauteur H = 6,00 m
 $h_1 = 3,75$ m
 $h_2 = 1,25$ m
 $h_3 = 1,00$ m

\emptyset Vertical ext. (A1) = 10 mm Esp. th_{acier1} = 15 cm
 \emptyset Vertical int. (A2) = 8 mm Esp. th_{acier2} = 15 cm
 \emptyset cerce ext. sur h1 (A3) = 14 mm Esp. th_{acier3} = 8 cm
 \emptyset cerce int. sur h1 (A4) = 14 mm Esp. th_{acier6} = 8 cm
 \emptyset cerce ext. sur h2 (A5) = 14 mm Esp. th_{acier4} = 12 cm
 \emptyset cerce int. sur h2 (A6) = 14 mm Esp. th_{acier7} = 12 cm
 \emptyset cerce ext. sur h3 (A7) = 12 mm Esp. th_{acier5} = 16 cm
 \emptyset cerce int. sur h3 (A8) = 12 mm Esp. th_{acier8} = 16 cm

Longueur des barres : 12,00 m

Calcul Acier 1 :

Lg barres = 5,95 m Lg TOTAL = 2790,55 m
 Nbre barres : 469 Esp. = 15 cm

Calcul Acier 2 :

Lg barres = 5,95 m Lg TOTAL = 2790,55 m
 Nbre barres : 469 Esp. = 15 cm

Calcul Acier 3 :

Lg utile barres = 11,22 m Ls = 78 cm Lg barres = 10,83 m
 Nbre barres : 335 Esp. = 8 cm Lg TOTAL = 3629,5 m
 = 0

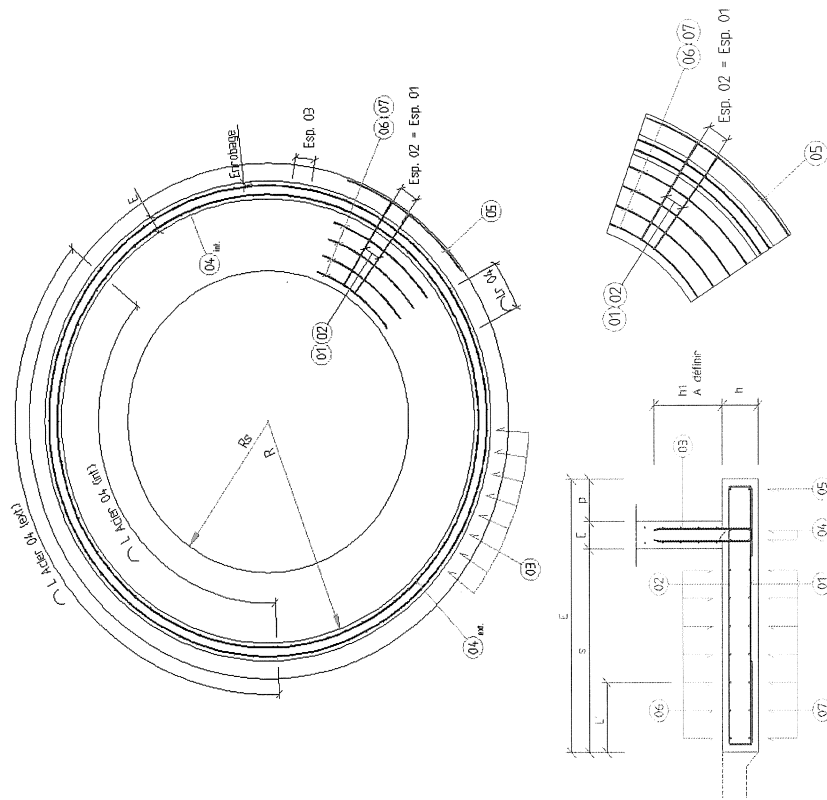
Calcul Acier 4 :

Lg utile barres = 11,22 m Ls = 78 cm Lg barres = 10,71 m

Nbre barres :	335	Esp. =	8 cm	Lg TOTAL	3588,5 m
Calcul Acier 5 :					
Lg utile barres =	11,22 m	Ls =	78 cm	Lg barres =	10,83 m
Nbre barres :	80	Esp. =	11 cm	Lg TOTAL	865,52 m
Calcul Acier 6 :					
Lg utile barres =	11,22 m	Ls =	78 cm	Lg barres =	10,71 m
Nbre barres :	80	Esp. =	11 cm	Lg TOTAL	855,76 m
Calcul Acier 7 :					
Lg utile barres =	11,29 m	Ls =	71 cm	Lg barres =	10,76 m
Nbre barres :	51	Esp. =	14 cm	Lg TOTAL	546,01 m
Calcul Acier 8 :					
Lg utile barres =	11,22 m	Ls =	78 cm	Lg barres =	10,71 m
Nbre barres :	51	Esp. =	14 cm	Lg TOTAL	543,40 m
Calcul du Ratio d'acier dans le voile circulaire :					
P _{TOTAL} = 14,73 t		Ratio = 140 kg/m ³			
V _{TOTAL} = 104,8 m ³					

✓ Semelle périphérique

Repérage des aciers



Calcul du ratio

Le calcul du ratio s'effectue en deux étapes pour chacune des nappes inférieure et supérieure.

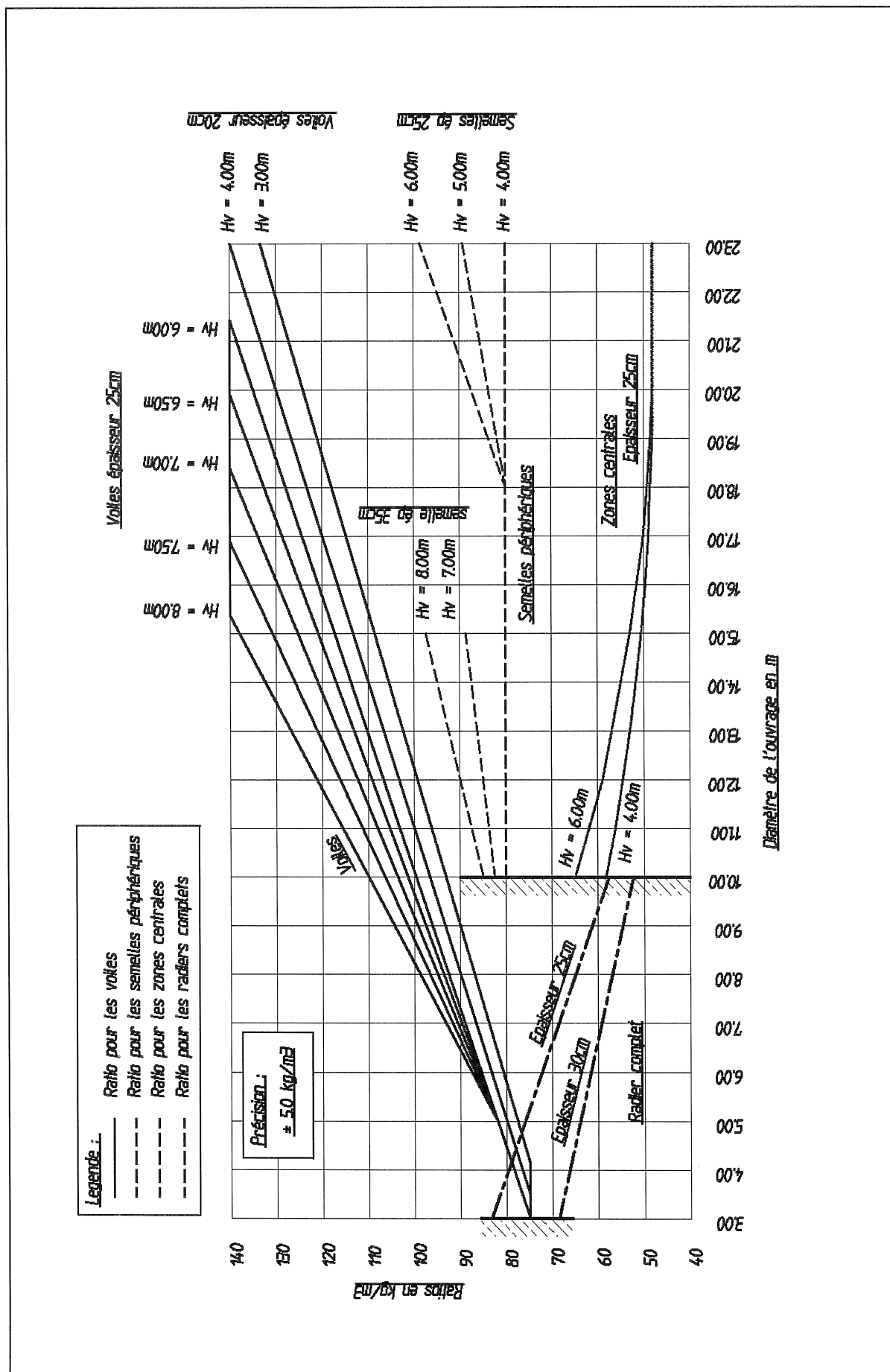
- Nappe inférieure

Hypothèses de calcul		$\alpha =$ 240	$V_b =$ 1,5
		$\beta =$ 30	Classe de résistance : C35/45
		$\eta =$ 1,60	Nuance d'acier : Fe500
Données géométriques :			
Rayon int. mur (R) =	11,00 m		
Rayon int. Semelle (Rs) =	8,00 m		
Base semelle (L) =	3,45 m		
Epaisseur mur =	0,25 m		
Lg du débord =	0,20 m		
Epaisseur radier =	0,25 m		
Préciser s'il y a des clefs :	Oui m		
Enrobage =	5,00 cm		
Longueur des barres :	12,00 m		
\emptyset Acier1 =	8 mm	Esp.th _{acier1} =	20 cm
\emptyset Acier2 =	8 mm	Esp.th _{acier2} =	20 cm
Calcul Acier 1 :			
$L_{GTOTAL} =$	2094,56 m	LS =	0,16 m
Calcul Acier 2 :			
$L_{Gbarres} =$	0,99 m	Esp =	20 cm
$L_{GTOTAL} =$	248,89 m	Nbre :	252
Calcul du Ratio d'acier dans le radier circulaire :			
$P_{TOTAL} =$	0,94 t		
$V_{TOTAL} =$	50,27 m ³	Ratio =	18 kg/m ³

- Nappe supérieure

Hypothèses de calcul		$\alpha =$ 240	$V_b =$ 1,5
		$\beta =$ 30	Classe de résistance : C35/45
		$\eta =$ 1,60	Nuance d'acier : Fe500
Données géométriques :			
Rayon int. mur (R) =	11,00 m		
Rayon int. Semelle (Rs) =	8,00 m		
Base semelle (L) =	3,45 m		
Epaisseur mur =	0,25 m		
Lg du débord =	0,20 m		
Epaisseur radier =	0,25 m		
Préciser s'il y a des clefs :	Oui m		
Enrobage =	5,00 cm		
Longueur des barres :	6,00 m		
\emptyset Acier1 =	10 mm	Esp.th _{acier1} =	20 cm
\emptyset Acier2 =	10 mm	Esp.th _{acier2} =	20 cm
Calcul Acier 1 :			
$L_{GTOTAL} =$	2117,93 m	LS =	0,21 m
Calcul Acier 2 :			
$L_{Gbarres} =$	1,23 m	Esp =	20 cm
$L_{GTOTAL} =$	311,11 m	Nbre :	252
Calcul du Ratio d'acier dans le radier circulaire :			
$P_{TOTAL} =$	1,54 t		
$V_{TOTAL} =$	50,27 m ³	Ratio =	30 kg/m ³

Le ratio est donc de $R = (1.54 + 0.94) / 57.27 = \underline{48 \text{ kg/m}^3}$



Résumé.

L'épuration des eaux usées est un enjeu écologique majeur pour assurer le futur des populations. Les mises aux normes des systèmes d'épuration et leurs améliorations ont ouvert un marché conséquent pour les entreprises de construction en béton armé. Ce mémoire s'adresse aux ingénieurs et techniciens qui souhaitent maîtriser et optimiser la conception des structures de stations d'épuration adaptées aux petites collectivités. Dans un premier temps, le document présente les différentes filières d'épuration. Cette approche permet de se familiariser avec les techniques et d'appréhender la géométrie des ouvrages de génie civil. Dans un second temps, ce mémoire s'attache à présenter les différents ouvrages des STEP les plus courantes. Enfin l'étude s'attache à présenter des éléments simples et directs servant au dimensionnement des ouvrages. Pour cela, les adaptations au sol sont détaillées et des méthodes d'approche des contraintes sont fournies. En outre, plusieurs méthodes de calculs manuels et informatiques sont présentées, détaillées et comparées. Les paramètres ayant une incidence sur le dimensionnement des ouvrages sont également expliqués et analysés. L'aspect réglementaire est synthétisé dans des tableaux. L'ensemble des analyses ayant permis d'établir une méthode de calcul complète et applicable à des séries d'ouvrages types, un abaque des équarrissages et des ratios d'armatures est apporté. Des notes de calculs types et des principes de ferrailage sont également présentés. Ce mémoire constitue donc un support d'aide au dimensionnement et à la réalisation d'ouvrages de génie civil pour petites STEP.

Summary.

The purification of sewage is a major ecological issue to ensure the future of population. The setting of standards of purification systems and their improvements build up a huge market for reinforced concrete companies. This report is intended for engineers and technicians who wish to control and optimize the structural design of purification plants adapted to small towns and their suburbs. At first, this document presents various paths of purification, to get engineers used to methods and to the geometry of civil engineer works. Then, it introduces various structures of the most common purification plants. Finally, the study presents the simple and direct elements used for dimensioning works. For that, adaptations on the ground are detailed and several methods of stress are provided. Moreover, several methods of manual and data processing are presented, detailed and compared. Parameters affecting the dimensioning of the works are also explained and analyzed. A sum up of regulations is presented in tables. The whole analysis leads to a comprehensive method of calculating which can be used for typical works. A chart presenting sizes of sections is thus provided. Typical calculating notes and reinforcement principles are also presented. Thus, this report constitutes an aid for dimensioning and realizing civil engineers works in small purification plants.

<u>Mots clés :</u> <ul style="list-style-type: none">- Station dépuraton- Bassin- Ouvrages circulaires- Paramètre dimensionnant- Méthode de calculs- Ratio d'armature	<u>Key words :</u> <ul style="list-style-type: none">- Purification plant- Pond- Circular work- Sizing parameter- Method of calculating- Framework proportion
--	--