

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme
Master professionnel en génie civil

Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements



Présenté par :

BELLIL Aghiles

BEN MEDJKANE Karim

Encadré par :

Mr. HAMMOUM Hocine

Promotion : 2019/2021

Remerciements

En premier lieu, nous remercierons dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce projet de fin d'études

Tout d'abord, nos remerciements s'adressent à Mr HAMMOUM Hocine, Maître de conférences et professeur au département de Génie Civil, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant la préparation de ce mémoire.

Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'apport de Mme BOUZELHA Karima, professeur au département de Génie Civil. On la remercie pour son assistance et ces orientations qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail.

Nous adressons nos remerciements aussi à Mr KACHI Mohand Said et Mr ADJRAD Arezki professeurs au département de Génie Civil qui nous ont beaucoup aidé à trouver des solutions pour avancer dans notre travail et qui ont toujours répondu présent.

Un spécial remerciement aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de la promotion CHA pour leur générosité et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Nos plus vifs remerciements pour nos chers parents pour leur soutien, encouragement et leur patience.

Nos profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidés et soutenu de près ou de loin.

Sommaire

<i>Mémoire de fin d'étude</i>	<i>1</i>
<i>Remerciements</i>	<i>2</i>
<i>Sommaire.....</i>	<i>3</i>
<i>Liste des figures.....</i>	<i>6</i>
<i>Liste des tableaux.....</i>	<i>8</i>
<i>Introduction générale.....</i>	<i>10</i>
<i>Chapitre 1 : Historique de la précontrainte</i>	<i>12</i>
1.1. Introduction.....	13
1.2. Généralités sur la précontrainte	13
1.2.1. Principe de la précontrainte	14
1.2.2. Mode de précontrainte.....	14
1.3. Avantages du béton précontraint	15
1.4. Historique des réservoirs en béton précontraint	16
1.5. Ce que prévoit le fascicule 74 sur les ouvrages en béton précontraint : .	17
1.5.1. Etanchéité des ouvrages	17
1.5.2. Valeur maximale de la tension à l'origine	17
1.5.3. Dispositions constructives	17
1.6. Conclusion.....	19
<i>Chapitre 2 : Description de l'ouvrage.....</i>	<i>20</i>
2.1. Introduction.....	21
2.2. Description de l'ouvrage	21
2.3. Caractéristiques des matériaux	23
2.3.1. Le béton.....	23
2.3.2. Les aciers	25
2.4. Pré dimensionnement de l'ouvrage	28
2.5. Calcul des poids des différents éléments résistants.....	30
2.6. Conclusion :	33

Chapitre 3 : Etude du précontraint.....	34
3.1. Introduction.....	35
3.2. Classes de précontrainte.....	35
3.3. Calcul de l'effort de précontrainte total.....	35
3.4. Vérification des contraintes.....	36
3.5. Les pertes de précontraintes (pertes de tensions).....	36
3.5.1. Les pertes instantanées.....	36
3.5.2. Les pertes différées.....	38
3.6. Application au cas d'un réservoir en eau potable posé au sol.....	42
3.6.1. Problématique.....	42
3.6.2. Calcul de l'effort de précontrainte P_t	43
3.6.3. Calcul du nombre de câble « n ».....	44
3.6.4 Vérification des contraintes.....	45
3.6.5. Variation de la précontrainte dans la paroi.....	46
3.6.6. Tracé des câbles.....	47
3.7. Les pertes de précontraintes.....	47
3.7.1. Les pertes instantanées.....	47
3.7.2. Les pertes différées.....	54
3.8. Conclusion.....	59
Chapitre 4 : Calcul hydrodynamique et vérification.....	60
4.1. Introduction.....	61
4.2. Calcul des pressions hydrodynamiques.....	61
4.2.1. Calcul de la pression moyenne (N/m^2).....	62
4.2.2. Calcul de la période fondamentale T du réservoir (s).....	63
4.2.3. Calcul du paramètre α	63
4.2.4. Calcul de la l'effort de traction dynamique (N/ml).....	65
4.3. Combinaisons d'actions.....	65
4.4. Application à notre cas d'études.....	66
4.5. Conclusion.....	71

<i>Chapitre 5 : Analyse fiabiliste d'un réservoir en béton précontraint.....</i>	<i>72</i>
5.1. Introduction.....	73
5.2. Approche probabiliste et variable aléatoire	73
5.2.1. Approche probabiliste.....	73
5.2.2. Fonction d'état limite.....	74
5.2.3. Variable aléatoire	75
5.2.4. Identification des variables aléatoires.....	77
5.2.5. Génération des variables aléatoires	77
5.3. Calcul de la probabilité de défaillance.....	86
5.3.1. Probabilité de défaillance.....	87
5.4. Conclusion.....	90
<i>Conclusion générale.....</i>	<i>91</i>
<i>Références bibliographiques</i>	<i>92</i>

Liste des figures

Figure 1.1 : Poutre soumise à la charge permanente et d'exploitation.	12
Figure 1.2 : Poutre armé soumise à la charge permanente et d'exploitation.	12
Figure 1.3 : Etapes de la posttension.	14
Figure 1.4 : Enrobage minimal des câbles.....	16
Figure 1.5 : Ancrage de précontrainte avec nervure verticale extérieure.....	17
Figure 1.6 : Axe théorique des câbles.	17
Figure 1.7 : Réservoir avec quatre nervures équidistantes.	17
Figure 2.1 : Schéma représentatif du réservoir.....	20
Figure 2.2 : Image d'un bossage vertical.....	21
Figure 2.3 : Dimensions du gousset	21
Figure 2.4 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELU.	25
Figure 2.5 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELS.....	25
Figure 2.6 : Diagramme contrainte – déformation Pour les fils tréfilés et les torons. ..	26
Figure 2.7 : Diagramme contrainte – déformation Pour les fils trempés et les barres. ..	26
Figure 2.8 : Coupe transversale de la coupole.....	29
Figure 2.9 : Schéma représentatif de lanterneau.	29
Figure 3.1 : Paroi soumise à des efforts hydrostatiques	41
Figure 3.2 : Caractéristiques géométriques de la bande.....	41
Figure 3.3 : Répartition des bossages autour du réservoir.	46
Figure 3.4 : Longueur du câble et son angle de courbure.	47
Figure 3.5 : Graphe des pertes de tension par frottement.....	47
Figure 3.6 : Diagramme de tensions après blocage d'ancrage.	49
Figure 3.7 : Graphe des pertes de tension par recul d'ancrage.....	50
Figure 3.8 : pertes par non simultanéité dans le câble du fond et du haut.	52
Figure 3.9 : Pertes du au retrait dans le câble du fond et du haut.....	54
Figure 3.10 : Pertes due à la relaxation dans le câble du fond et du haut.	55
Figure 3.11 : Pertes au fluage dans le câble du fond et du haut	57
Figure 3.12 : Pertes différées totales dans le câble du fond et du haut.	58
Figure 4.1 : Pressions hydrodynamiques agissant sur la paroi du réservoir.	60
Figure 4.2 : Pression hydrodynamique agissant sur une bande quelconque i.	61

Figure 4.3 : Formules du rapport de l'accélération en fonction de T	62
Figure 4.4 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous combinaisons.....	68
Figure 4.5 : Contraintes de compression dans la fibre extérieure.	69
Figure 4.6 : Contraintes de compression dans la fibre du câble.....	70
Figure 5.1 : Génération des nombres aléatoires sur Excel (1).....	77
Figure 5.2 : Génération des nombres aléatoires sur Excel (2).....	77
Figure 5.3 : Paramètres statistiques d'un échantillon sur Microsoft Excel	78
Figure 5.4 : Fonction de densité de f_{c28}	79
Figure 5.5 : Fonction de répartition de f_{c28}	79
Figure 5.6 : Fonction de densité de f_{c28}	80
Figure 5.7 : Fonction de répartition de f_{c28}	80
Figure 5.8 : Fonctions de densité de A	84
Figure 5.9 : Fonctions de répartition de A.....	84
Figure 5.10 : Organigramme de la méthode de Monte Carlo.....	86
Figure 5.11 : Probabilité de défaillance en fonction de A pour chaque CV.	87

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Contraintes des états de fissuration	26
Tableau 2.2 : Résultat du pré-dimensionnement du réservoir.....	29
Tableau 2.3 : Calcul du poids de lanterneau.....	31
Tableau 2.4 : Poids de l'étanchéité	32
Tableau 2.5 : Poids de la ceinture supérieure.	32
Tableau 2.6 : Poids de la paroi cylindrique	32
Tableau 2.7 : Poids de l'acrotère	33
Tableau 2.8 : Poids du radier	33
Tableau 2.9 : Résultats du pré-dimensionnement du réservoir.	33
Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques de la bande.....	42
Tableau 3.2 : Nombre de câbles et l'effort de précontrainte final dans chaque bande.....	44
Tableau 3.3 : Vérification des contraintes.	46
Tableau 3.4 : Variation de la précontrainte dans les bandes.	46
Tableau 3.5 : Perte par frottement dans un câble	48
Tableau 3.6 : Perte par frottement dans tous les câbles.....	49
Tableau 3.7 : perte de tension par recul d'ancrage	51
Tableau 3.8 : Pertes de tension par non simultanéité de mise en tension.....	52
Tableau 3.9: Les pertes instantanées totales.	53
Tableau 3.10: Pertes de tension par retrait.	54
Tableau 3.11: Pertes de tension par relaxation des aciers	56
Tableau 3.12: Pertes dues au fluage.	57
Tableau 3.13: Pertes de tension différées totales.....	58
Tableau 4.1 : Coefficient d'accélération de zone A.	64
Tableau 4.2 : Pourcentage d'amortissement critique ξ [4].	64
Tableau 4.3 : Pénalités observées P_q	65
Tableau 4.4 : Périodes caractéristiques T_1 , T_2	65
Tableau 4.5 : Contraintes de traction et de compression.....	67
Tableau 4.6 : Différents paramètres.	68
Tableau 4.7 : Contraintes dans la fibre intérieure vis-à-vis la traction.....	68
Tableau 4.8 : Contraintes dans la fibre extérieure vis-à-vis la compression.	69
Tableau 4.9 : contraintes dans la fibre du câble vis-à-vis la compression.....	70

Tableau 5.1 : Identification des variables intervenant dans le calcul de la stabilité.....	77
Tableau 5.2 : Echantillon réel des valeurs de fc_{28}	78
Tableau 5.3 : Analyse statistique de l'échantillon réel de fc_{28}	79
Tableau 5.4 : Paramètres de la loi normale	80
Tableau 5.5 : Paramètres de la loi log-normale	81
Tableau 5.6 : Extrait des valeurs théoriques générées fc_{28}	82
Tableau 5.7 : Répartition de l'échantillon théorique et l'échantillon réel dans des classes	82
Tableau 5.8 : Valeurs de khi^2 pour chaque loi de distribution.....	82
Tableau 5.9 : Valeurs de khi^2 critique.....	83
Tableau 5.10 : résultats de test de khi 2.....	83
Tableau 5.11 : Extrait de valeurs générées fc_{28}	84
Tableau 5.12 : Paramètres utiles pour la génération.....	84
Tableau 5.13 : Extrait de valeurs générées du coefficient d'accélération A	85
Tableau 5.14 : Extrait des calculs de la probabilité de défaillance.....	87
Tableau 5.15 : Probabilité de défaillance en fonction de A pour chaque CV.	88
Tableau 5.16 : Classes de conséquences.	89
Tableau 5.17 : Valeurs minimales de β en fonction de la classe de conséquences.	89
Tableau 5.18 : Relation entre β et P_f	89

Introduction générale

L'idée de soumettre le béton à un effort de compression permanent lui permettant de travailler en flexion sans qu'il n'en résulte de traction avait été émise dès la fin du XIX^{ème} siècle. Sa réalisation s'était cependant heurtée aux propriétés mécaniques insuffisantes des aciers de l'époque, ainsi qu'aux conséquences mal maîtrisées des déformations différées du béton soumis à des efforts permanents importants. C'est seulement à la fin des années 1920 que les progrès dans la fabrication des aciers durs et une meilleure connaissance du comportement différé du béton ont permis à Eugène Freyssinet de mettre au point le béton précontraint, dans lequel les efforts de compression permanents sont obtenus à l'aide d'armatures en acier fortement tendues. Dans un élément en béton armé, l'armature en acier est destinée à se substituer entièrement au béton dans les zones tendues, lorsque celui-ci se fissure par suite d'allongement. Sous charge, les allongements communs des armatures du béton deviennent trop grands, le béton se fissure (micro fissures), l'acier supporte alors seul tout l'effort de traction. Dans un élément en béton précontraint, l'acier précontraint équilibre les efforts des charges extérieures et évite ainsi au béton de se fissurer sous les charges d'exploitation. La compression initiale introduite grâce à la précontrainte des sections de béton s'oppose aux tractions engendrées par les surcharges appliquées.

Dans le cadre de cette étude, nous nous intéressons à l'analyse de la paroi d'un réservoir. On sait que toutes les bandes du réservoir sont sollicitées en traction simple sous charge hydrostatique, aggravé par un effet hydrodynamique accidentel due au séisme.

On sait aussi que la traction comme explique plus haut peut induire des fissures qui par ailleurs sont très préjudiciable pour l'ouvrage, le tout aggravé par un ouvrage de grande capacité ou les contraintes peuvent atteindre des valeurs importantes.

L'objectif de cette recherche est d'introduire la précontrainte pour contrer ces contraintes et donc éviter les fissures.

La structure du mémoire est comme suit

Dans le premier chapitre, nous citons les généralités, les principes de la précontrainte et les étapes générales de réalisation, un bref historique sur les réservoirs en béton précontraint, enfin nous jetons un coup d'œil sur ce qui prévoit le fascicule 74 sur les ouvrages en béton précontraint.

Au deuxième chapitre, nous intéressons à la description de l'ouvrage en désignant ces différents éléments, ensuite nous parlons des caractéristiques des matériaux utilisés, ainsi que le pré dimensionnement de notre ouvrage et les différents poids des éléments du réservoir.

Nous consacrons le troisième chapitre à l'étude de la précontrainte, en décrivant les procédés de la précontrainte et les classes de vérification, nous procédons premièrement au calcul des efforts de précontraintes nécessaires pour reprendre les efforts hydrostatiques engendrés par l'eau, en suite nous déterminons le nombre de câbles équivalent pour cet effort, enfin nous calculons les pertes de tension instantanées et différées après la mise en tension des câbles.

En quatrième chapitre, nous calculons l'effort hydrodynamique avec la méthode de Westergaard, et en utilisons les combinaisons d'action conformément au fascicule 74, pour calculer les contraintes au niveau des fibres de la paroi afin de les vérifier aux contraintes admissibles

Au cinquième et dernier chapitre une application pratique d'analyse fiabiliste est effectuée sur le même réservoir avec la méthode de Monte Carlo. Pour approcher les lois de distribution de la variable aléatoire résistance à la compression (f_{c28}), des analyses statistiques sont faites sur l'échantillon d'observation, par contre pour le coefficient (**A**) d'accélération nous générons directement avec la loi normale, une fonction d'état limite est définie et des résultats de l'analyse sont fournis et interprétés.

Chapitre 1 : Historique de la précontrainte

1.1. Introduction

Pour contribuer à une meilleure compréhension de la technique de précontrainte, nous présentons dans le cadre de ce chapitre, le principe et les modes de la précontrainte, les étapes de réalisation ainsi qu'un bref aperçu sur l'historique de la précontrainte dans le domaine des réservoirs.

Les réservoirs en béton précontraint ne figurent pas dans le patrimoine national des réservoirs hydrauliques géré par l'Algérienne des eaux. A notre connaissance, il n'en existe que dans le secteur industriel (et à titre d'exemple nous pouvons citer les réservoirs de stockage en béton précontraint du groupe agroalimentaire Cevital au niveau du port de Bejaia).

1.2. Généralités sur la précontrainte

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction. C'est ainsi qu'une poutre reposant sur deux appuis, soumise à l'effet de son poids propre (G) et d'une charge d'exploitation (Q), subit des contraintes de flexion qui se traduisent par une zone comprimée en partie supérieure et par une zone tendue en partie inférieure (Figure 1.1).

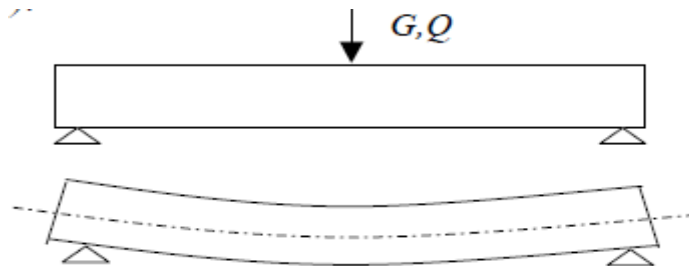


Figure 1.1 : Poutre soumise à la charge permanente et d'exploitation.

La poutre subit également des contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants qui se produisent vers les appuis. Ces contraintes occasionnent des fissures à 45° que le béton ne peut reprendre seul. Dans ce cas de figure, deux solutions sont possibles :

- L'ajout d'une quantité d'armatures capable de reprendre les efforts de traction dans le béton (Principe du béton armé).

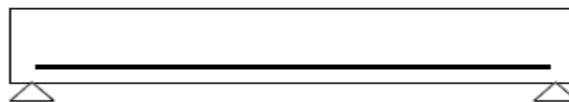


Figure 1.2 : Poutre armée soumise à la charge permanente et d'exploitation.

- L'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements (Principe du béton précontraint).

1.2.1. Principe de la précontrainte

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton. Cette précontrainte peut être :

Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.

Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

1.2.2. Mode de précontrainte

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités.

a- Précontrainte par pré-tension

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton. Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

• *Etapes générales de réalisation*

Mise en tension des câbles. Coulage du béton. La libération des câbles après le durcissement du béton. Par adhérence, la précontrainte de compression est transmise au béton. D'une façon plus détaillée, la méthode de précontrainte par pré-tension suit les cycles suivants

nettoyage des moules ; mise en place d'huile de décoffrage sur les moules déroulement des armatures actives et blocage aux extrémités dans des plaques ; mise en place des armatures passives ; mise en place des moules dans leur position finale ; mise en place des déviateurs éventuels ; mise en tension des armatures par des vérins ; mise en place du béton par pont- roulant ou grue ; lissage de la partie supérieure ; vibration du béton étuvage ou chauffage du béton ; décoffrage ; dé-tension des armatures actives ; découpage des fils situés entre deux éléments préfabriqués ; manutention et stockage.

b- Précontrainte par post-tension

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer (Figure 1.3). Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

- Une précontrainte par post-tension interne ;
- Une précontrainte par post-tension externe.

➤ Etapes générales de réalisation

Placement des gaines dans le coffrage. Coulage du béton. Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles. Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté. L'injection d'un coulis de ciment. (Figure 1.3)

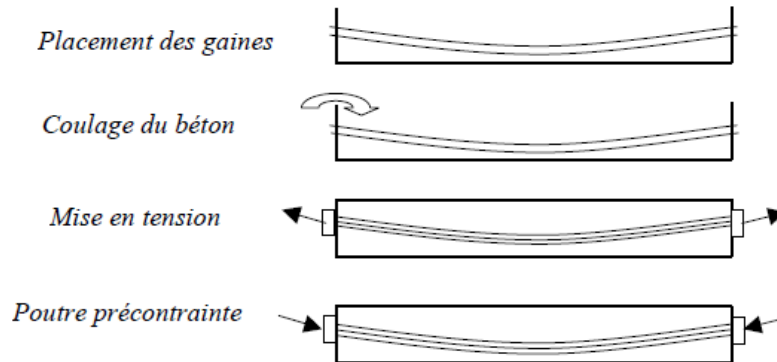


Figure 1.3 : Etapes de la posttension.

1.3. Avantages du béton précontraint

Meilleure utilisation de la matière puisqu'en béton armé, le béton tendu est considéré comme fissuré et ne peut être pris en compte dans la résistance. Il est inutilisé, il ne joue qu'un rôle de poids mort ; l'action ascendante des câbles de précontrainte due à leur courbure, agit en sens inverse des charges extérieures, limitant ainsi les déformées. Il en résulte une diminution des flèches des poutres ; possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé ; lorsque le béton situé autour des armatures de précontrainte est comprimé, les risques de corrosion des aciers sont limités ; les aciers utilisés en béton précontraint sont moins chers, à force égale, que les aciers de béton a possibilité d'assembler des éléments préfabriqués par serrage, sans échafaudage, ni bétonnage de deuxième phase (Parc des Princes, stade olympique de Montréal, etc.).

Cependant, ces avantages nécessitent de fabriquer des bétons plus résistants, principalement avant 28 jours ; de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles ; l'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour continuer l'avancement du chantier ; des calculs en général plus détaillés que pour les ouvrages en béton armé.

1.4. Historique des réservoirs en béton précontraint

Les réservoirs circulaires en béton précontraint sont à divers stades de développement et de perfectionnement depuis des décennies. Les premiers systèmes utilisés aux États-Unis prévoyaient l'utilisation de béton coulé sur place dans la paroi centrale du réservoir et de tiges d'acier avec des tendeurs comme éléments de précontrainte. Bien que théoriquement cette approche des réservoirs en béton précontraint circonférentiellement était valable, des déficiences dans le placement du béton ainsi qu'une compression résiduelle insuffisante dans la paroi centrale ont entraîné des modifications et des améliorations.

Au début des années 1930, la question a été parfaitement comprise lorsque JM Crom, Sr. a commencé le développement de ce qui allait devenir plus tard le système composite de construction de paroi de réservoir, en utilisant un cylindre à coque en acier avec revêtement en béton projeté pour la paroi centrale et un fil à haute résistance pour les éléments de précontrainte.

CROM[®] est une équipe axée sur la conception, la construction et la restauration en toute sécurité d'infrastructure essentielle en général et les réservoirs en béton précontraint en particulier tout en étant engagée envers l'intégrité professionnelle, son siège social est situé au Etats-Unis 250SW 36EME TERRASSE GAINESVILLE FLORIDE.

Avec plus de 65 ans d'expérience, leur succès continu est dû à la compétence et performance de l'équipe, qui ne partage aucune responsabilité pour les clients. CROM est fondé sur une base de valeurs fondamentales qui s'engagent à la sécurité, l'intégrité professionnelle et une exécution de haute qualité.

CROM a conçu et construit plus de 4 200 réservoirs en béton depuis 1953, avec des capacités allant de 25 000 à plus de 30 000 000 de gallons (1gallon égale 4.546 litres). Le succès du CROM repose sur la compréhension de toutes les phases de conception, de construction et de gestions nécessaires pour produire un réservoir sans fuite avec une espérance de vie de plus de 50 ans. Les réservoirs du CROM sont conçus selon les normes AWWA D110 et ACI 372. En tant que membre fondateur des deux comités de conception, le CROM reste un « leader dans l'industrie ».

1.5. Ce que prévoit le fascicule 74 sur les ouvrages en béton précontraint :

1.5.1. Etanchéité des ouvrages

Les ouvrages sont classés selon le principe de réalisation de leur étanchéité en :

Classe A : Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule.

Classe B : Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation.

Classe C : Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par un revêtement d'étanchéité, adhérent ou indépendant du support, la structure assurant uniquement une fonction mécanique.

Classe D : Ouvrages construits à l'aide d'éléments préfabriqués.

1.5.2. Valeur maximale de la tension à l'origine

Dans les cas où l'arrêté d'agrément du procédé n'impose pas de valeurs inférieures, la tension à l'origine, notée σ_{po} , est la plus faible des deux valeurs suivantes

$0.8 f_{prg}$ et $0.9 f_{peg}$

Avec :

f_{prg} : contrainte de rupture garantie

f_{peg} : limite conventionnelle d'élasticité

1.5.3. Dispositions constructives

- Position des câbles

Le fascicule prévoit un enrobage au moins égal au diamètre de la gaine (limité à 80 mm) et à 4 cm ; cette dernière valeur étant portée à 5 cm dans le cas d'ouvrages exposés à une atmosphère agressive.

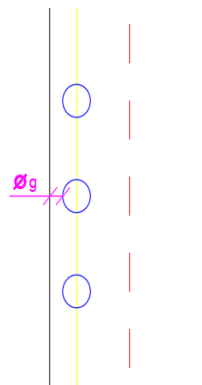


Figure 1.4 : Enrobage minimal des câbles.

- **Disposition des ancrages**

Les ancrages de précontrainte horizontale sont disposés en général selon des nervures verticales extérieures comme illustrée par la figure 1.5

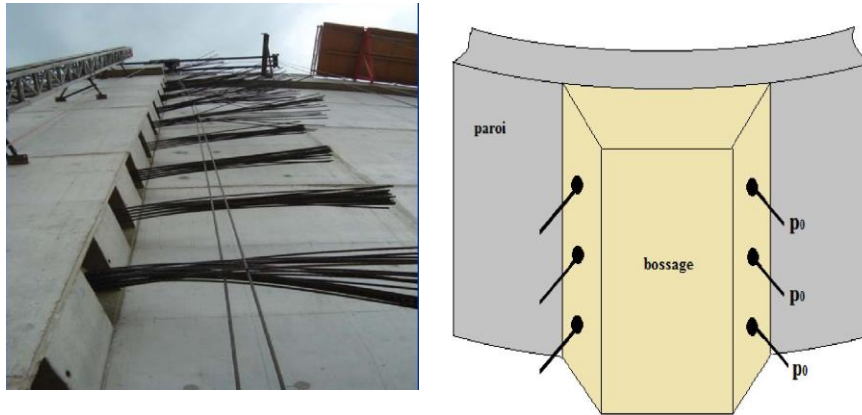


Figure 1.5 : Ancrage de précontrainte avec nervure verticale extérieure

Dans le cas des réservoirs circulaires avec précontrainte interne, l'axe théorique des câbles horizontaux se trouve en général dans le tiers extérieur de la paroi. En cas d'impossibilité du fait des impératifs de l'enrobage, une certaine tolérance est admise, à condition que la gaine du câble reste en totalité dans la moitié extérieure de la paroi, figure 1.6

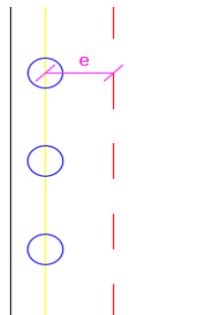


Figure 1.6 : Axe théorique des câbles.

Il est recommandé de prévoir au moins quatre nervures équidistantes et de décaler les ancrages successifs. Dans le cas où ces dispositions ne sont pas adoptées, il y a lieu de vérifier les risques d'ovalisation, figure 1.7

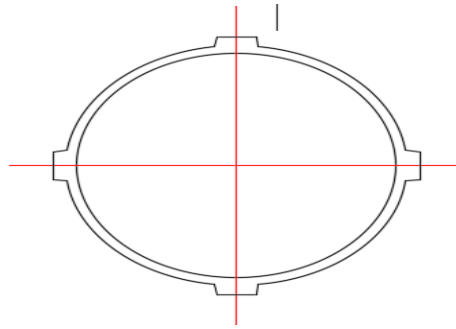


Figure 1.7 : Réservoir avec quatre nervures équidistantes.

- **Epaisseur minimale de la paroi**

Elle est de 12 cm pour les ouvrages des classes B et C.

1.6. Conclusion

L'étude des réservoirs en béton précontraint est un exercice complexe. En Algérie, ces ouvrages sont rares ce qui induit un manque de documentation et un règlement muet sur cet aspect. D'autre part, les règlements étrangers sont axés sur l'étude et le calcul des ponts et ne proposent que des généralités quant aux réservoirs, pour cela, nous tacherons de développer et de proposer une méthode en se basant sur les calculs de précontrainte classique utilisée dans les ponts.

Chapitre 2 : Description de l'ouvrage

2.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la description de l'ouvrage faisant l'objet de notre étude, ainsi qu'à tous les éléments qui le constituent.

2.2. Description de l'ouvrage

Notre ouvrage est un réservoir circulaire en béton précontraint posé au sol, de capacité de 5000 m³ constitué de plusieurs éléments, illustrés par la figure 2.1 et décrits ci-après :

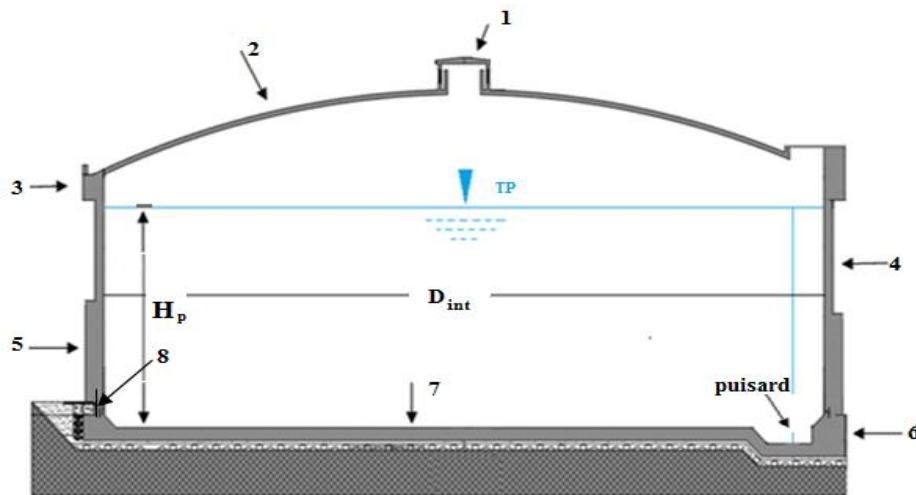


Figure 2.1 : Schéma représentatif du réservoir.

a- Lanterneau

C'est un élément standard qui sert à l'aération (il permet d'avoir une pression à la surface libre de liquide, égal à la pression atmosphérique).

b- Coupole de couverture

C'est une partie de l'ouvrage qui a la forme d'une coque destinée à couvrir un espace de forme circulaire, son rayon de courbure est de $R = 30,05\text{m}$ et sa flèche est $f = 2,5\text{m}$. Conformément au **Fascicule 74 (CCTG)**, l'épaisseur d'une coupole de couverture est égale au moins à 8cm, dans notre cas, nous prendrons une épaisseur $e_c = 15\text{cm}$.

c- Ceinture supérieure

C'est une poutre circulaire de dimensions :

La largeur $b = 0,7\text{m}$.

La hauteur $h = 0,8\text{m}$.

Le rayon $R_1 = 12,35\text{m}$.

d- Paroi cylindrique

C'est un voile circulaire réalisé en béton précontraint

Son épaisseur est : $e_p = 0,3\text{m}$.

Sa hauteur totale est : $H_p = 13\text{m}$.

e- Bossages

Ce sont des éléments en béton armé qui servent d'appuis aux organes d'ancrage des câbles de précontrainte et qui permettent une répartition équilibrée des pertes de tension par frottement.

- ✓ La hauteur $h_b = 5\text{m}$.
- ✓ L'épaisseur $e_b = 0,4\text{m}$.
- ✓ La largeur $l_b = 2$



Figure 2.2 : Image d'un bossage vertical.

f- Gousset

C'est une poutre circulaire de dimensions :

- ✓ La largeur $l_{cinf} = e_r + 10 = 0,5\text{m}$.
- ✓ La hauteur $h_{cinf} = 2e_r = 0,8\text{m}$.

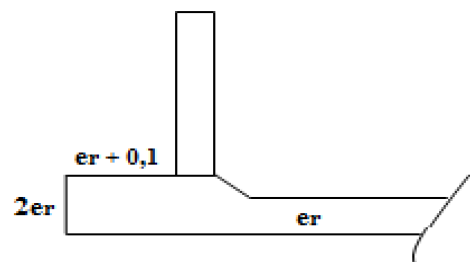


Figure 2.3 : Dimensions du gousset

g- Fondation

La fondation de notre réservoir est sous forme circulaire, elle est superficielle « type radier général ».

Les dimensions du radier sont :

- ✓ Epaisseur $e_r = 0,4\text{m}$.
- ✓ Diamètre $D_r = 25,6\text{m}$.

h- Puisard

Il représente la zone la plus basse du réservoir qui est soumise à des fortes pressions, et cela dans le but d'effectuer l'opération de vidange lors de l'entretien.

2.3. Caractéristiques des matériaux

Dans ce qui va suivre, nous allons présenter les caractéristiques du béton et celles des aciers actifs et passifs conformément aux règlements du béton armé et béton précontraint aux états limites (**BAEL 91** et **BPEL 91**).

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage.

2.3.1. Le béton

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte permanente de compression dans le but d'équilibrer les contraintes engendrées par les efforts extérieurs (surcharge d'exploitation).

Le module d'élasticité longitudinale est élevé et ce pour réduire les déformations et les pertes de tension des aciers.

Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de **400 à 450 Kg/m³**, ces valeurs peuvent atteindre **500 kg/m³**

➤ Caractéristiques mécaniques du béton

a- Résistance à la compression

On entend par résistance du béton, sa résistance à la compression à **j** jours (habituellement 28 jours), que nous allons noter « **f_{c28}** » et que l'on nomme résistance caractéristique. Le **BPEL** donne les relations (2.1), (2.2) à prendre dans les calculs

- Si : $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,73+0,83 j} \times f_{c28} \quad (2.1)$$

- Si : $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95 j} \times f_{c28} \quad (2.2)$$

Pour notre projet, nous prenons :

- $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ pour le béton armé.
 $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ pour le béton précontraint.

b- Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée « f_{tj} » est conventionnellement définie par la relation 2.3

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (2.3)$$

c- Contraintes admissibles de compression

La contrainte admissible est la contrainte qu'il ne faut pas dépasser en tous point de l'ouvrage.

➤ Etat limite ultime

La contrainte admissible de compression se calcule avec la formule 2.4

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (2.4)$$

Avec :

Coefficient de sécurité γ_b :

- $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires
 $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

Le coefficient « θ » dépend de la durée d'application de la combinaison d'actions :

- $\theta = 1$ la durée est supérieure à 24 heures.
 $\theta = 0,9$ la durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
 $\theta = 0,85$ lorsque cette durée est inférieure à 1 heure.

➤ Etat limite de service

La contrainte admissible de compression est donnée par (**fascicule 74**) par la formule 2.5

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \quad (2.5)$$

d- Module de déformation longitudinal du béton

Le module de déformation longitudinal du béton appelé aussi module de Young noté « E » se calcule comme suit :

- Module de déformation instantanée donné par la formule 2.6

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)} \quad (2.6)$$

- Module de déformation différée donné par la formule 2.7

$$E_{dj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)} \quad (2.7)$$

e- Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversal du béton noté « G » se calcule avec la formule 2.8

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)} \text{ (MPa)} \quad (2.8)$$

f- Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson « ν » représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient de poisson du béton et pour un chargement instantané vaut **0,3**, mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quant au cas d'un béton fissuré, le coefficient de poisson s'annule.

ELU : $\nu = 0,2 \rightarrow$ béton non fissuré.

ELS : $\nu = 0 \rightarrow$ béton fissuré.

2.3.2. Les aciers

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes, on distingue les aciers passifs et les aciers actifs.

a- Les aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE400 type 1(HA), avec une limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ Mpa}$, leur module d'élasticité « E_s » est égal à $2 \times 10^5 \text{ Mpa}$.

b- La limite élastique

A l'état limite ultime : la limite élastique est prise égale à (f_e/γ_s) tel que :

$\gamma_s = 1 \rightarrow$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ situation durable ou transitoire.

A l'état limite de service : sa valeur dépend de l'état de fissuration considéré. Le tableau (2.1) nous donne la formule à utiliser pour la détermination de cette contrainte

Tableau 2.1 : Contraintes des états de fissuration

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Aucune vérification
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min (2f_e/3, 110\sqrt{n \cdot f_{tj}})$
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = 0,8 \min [(2f_e/3, \max (0,5f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{tj}})]$

Avec :

$n = 1 \rightarrow$ treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6 \rightarrow$ aciers à haute adhérence.

Les diagrammes des contraintes à l'ELU et ELS sont présentés dans les figures (2.4), (2.5)

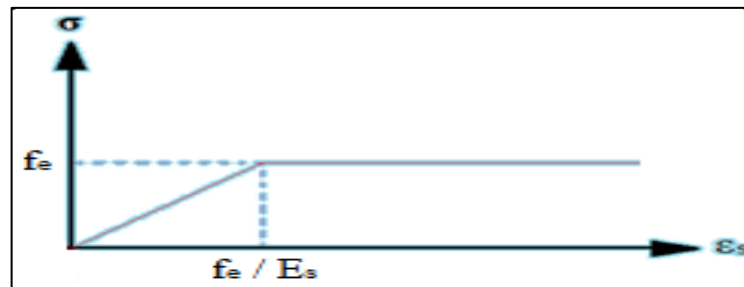


Figure 2.4 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELU.

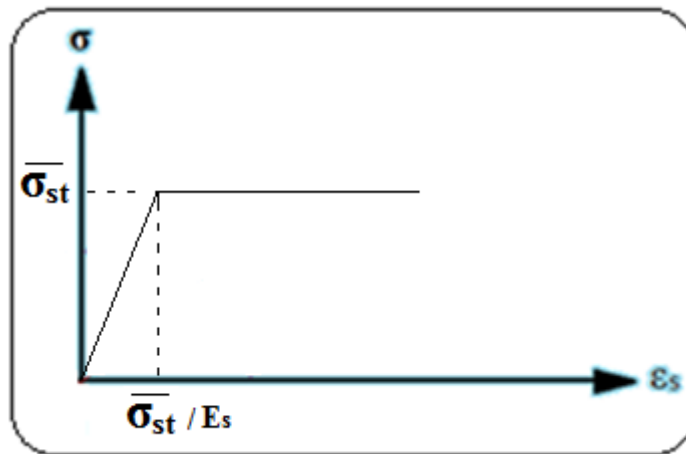


Figure 2.5 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELS.

c- Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint, elles sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure, ils sont classés par catégories

- Les fils
- Les barres
- Les torons

d- La limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de paliers de plasticité, nous définissons la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente **89 %** de la résistance garantie à la rupture.

e- Le module de Young

Le module d'élasticité longitudinal « E_p » des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\,000$ Mpa pour les barres.

$E_p = 190\,000$ Mpa pour les torons.

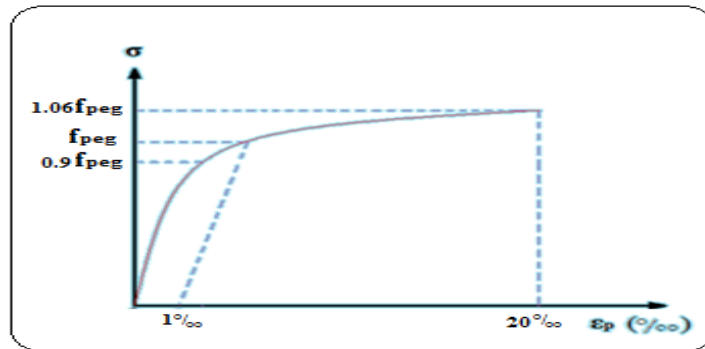


Figure 2.6 : Diagramme contrainte – déformation Pour les fils tréfilés et les torons.

Le **BPEL** donne les équations (2.9), (2.10) suivantes :

$$\text{➤ Si : } 0 \leq \sigma_p \leq 0,9 f_{peg} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad (2.9)$$

$$\text{➤ Si : } \sigma_p > 0,9 f_{peg} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left[\frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0,90 \right]^5 \quad (2.10)$$

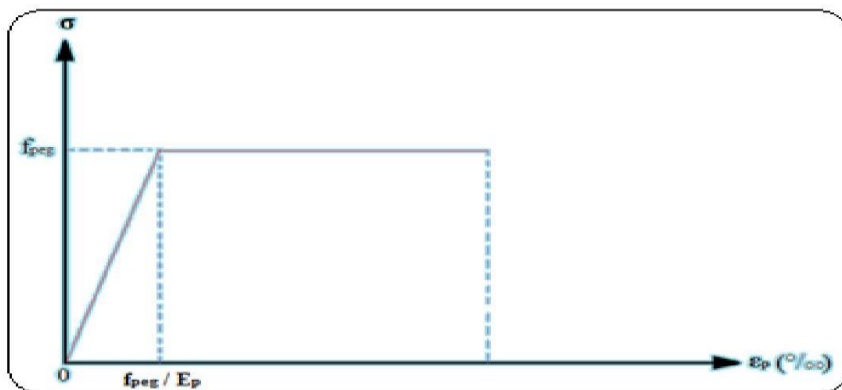


Figure 2.7 : Diagramme contrainte – déformation Pour les fils trempés et les barres.

Les valeurs des contraintes sont données avec les formules 2.11 et 2.12 suivantes :

$$\sigma_p = E_p \times \varepsilon_p \quad \text{pour} \quad \varepsilon_p < f_{peg}/E_p \quad (2.11)$$

$$\sigma_p = f_{peg} \quad \text{pour} \quad \varepsilon_p \geq f_{peg}/E_p \quad (2.12)$$

Remarque

- Lorsque la nature de l'acier est ignorée, nous pouvons utiliser le diagramme bilinéaire ci-dessus.
- Si une grande précision n'est pas recherchée, ce même diagramme peut être utilisé pour les fils tréfilés et les torons.

f- Fiche technique des câbles utilisés

Pour les armatures actives, nous utilisons des torons constitués de sept (7) fils de faible diamètre enroulés en hélice sur un fil central soit 7T15s.

Les câbles que nous avons choisis ont les caractéristiques suivantes :

Type FREYSSINET

* Section d'acier totale	$A_p = 1050 \text{ mm}^2$
* Contrainte de rupture garantie	$f_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$
* Limite conventionnelle d'élasticité	$f_{peg} = 1573 \text{ Mpa}$
* Diamètre des gaines	$\varnothing_{gaine} = 66 \text{ mm}$
* Coefficients de frottement :	
-Courbe :	$f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- Droit :	$\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
* Recul d'ancrage :	$g = 2 \text{ mm}$
* Relaxation à 1000 heures	$\rho_{1000} = 2,5 \% \text{ TBR}$
* déformation de retrait	$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$
* Module d'élasticité de l'acier (toron)	$E_p = 190000 \text{ Mpa}$

2.4. Pré dimensionnement de l'ouvrage

Le réservoir à étudier est un réservoir circulaire posé au sol de capacité de 5000 m^3 destiné à stocker de l'eau douce.

Pour le pré dimensionnement, nous utilisons le calcul classique des réservoirs circulaires en béton armé par les formules de **Fonlladosa** tiré dans l'ouvrage (A.GUERRIN)

a- Calcul de diamètre intérieur du réservoir

Il se calcul avec la formule 2.13

$$D_{int} = 1,405 \times \sqrt[3]{V} \quad (2.13)$$

b- Calcul de la hauteur utile d'eau

Elle se calcule avec la formule 2.14

$$H_e = 0,46 \times D_{\text{int}} \quad (2.14)$$

c- Calcul du volume réel de l'eau

Il se calcule avec la formule 2.15

$$V_{\text{réel}} = D_{\text{int}}^2 \times H_e \frac{\pi}{4} \quad (2.15)$$

d- Calcul de la flèche de la coupole de couverture

Elle se calcule avec la formule 2.16

$$f = 0,104 \times D_{\text{int}} \quad (2.16)$$

D'après le **fascicule 74**, il est recommandé d'adopter pour les flèches des coupoles de couverture une valeur supérieure à $\frac{D}{10} = 2,4 \text{ m}$. **« Vérifiée »**

e- Calcul de rayon de courbure de la coupole de couverture

Il se calcule à l'aide de la formule 4.17

$$R = \frac{D_{\text{int}}^2 + 4f^2}{8f} \quad (2.17)$$

f- Calcul de la hauteur au-dessus du niveau libre du liquide

La hauteur h_0 se calcule avec la formule 2.18

$$h_0 = 0,10 \times D_{\text{int}} \quad (2.18)$$

Les résultats du pré-dimensionnement sont présentés dans le tableau (2.2) qui suit, conformément aux relations suscitées

Tableau 2.2 : Résultat du pré-dimensionnement du réservoir

Désignation	Valeur	Unité
Capacité théorique du réservoir V	5000	m ³
Diamètre intérieur D _{int}	24.03	m
Diamètre adopté	24.00	m
Hauteur d'eau H _e	11.04	m
Hauteur d'eau adoptée	11.00	m
Volume du réservoir V	5 000.00	m ³
Volume réel V _r	4 976.28	m ³
La flèche f	2.50	m
Rayon de courbure R	30.05	m
Hauteur au-dessus du liquide	2.40	m
Hauteur adoptée	2.00	m

2.5. Calcul des poids des différents éléments résistants

a. La coupole de couverture

La coupole de couverture est composée de trois éléments, la couverture, son étanchéité et lanterneau.

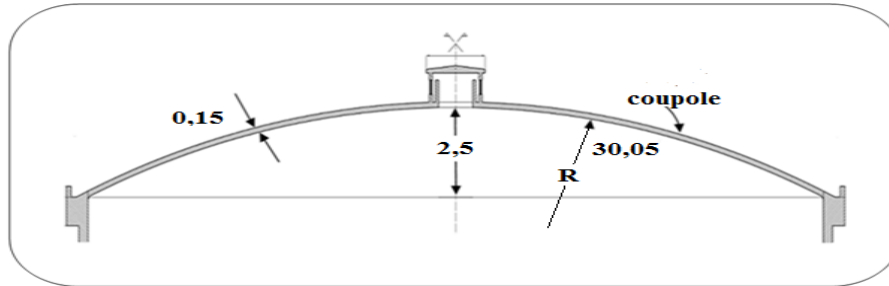


Figure 2.8 : Coupe transversale de la coupole.

➤ Poids de lanterneau

Pour avoir le poids de lanterneau, nous devons calculer le poids de la dalle circulaire (couverture de lanterneau) et le poids du voile cylindrique

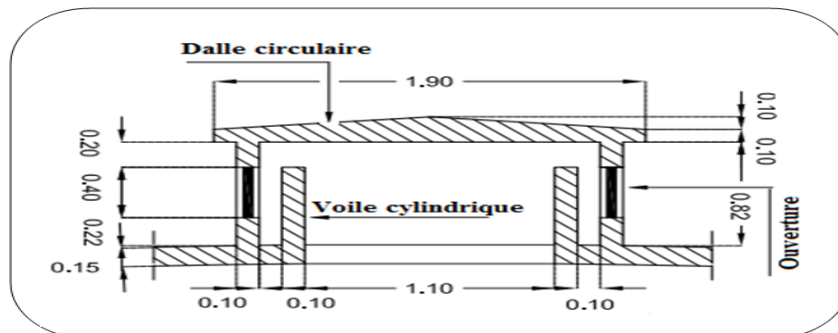


Figure 2.9 : Schéma représentatif de lanterneau.

▪ Poids de la dalle circulaire

Soit P_{dalle} le poids de la dalle circulaire qui se calcul avec la formule 2.19

$$P_{dalle} = \frac{2}{3} \pi R_{dalle}^2 * \rho * e_{plante} + 40 * \pi * R_{dalle}^2 \quad (2.19)$$

▪ Poids de voile cylindrique

Soit V_{voile} le volume de voile cylindrique

$$V_{voile} = V_1 + V_2$$

$$V_1 = \frac{\pi}{4} 0,6 (1,3^2 - 1,1^2)$$

$$V_2 = \frac{\pi}{4} 0,8 (1,7^2 - 1,5^2)$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau 2.3

Tableau 2.3 : Calcul du poids de lanterneau

Désignation	Valeur	Unité
Hauteur du lanterneau	1.00	m
Rayon de la dalle	0.95	m
Epaisseur de lanterneau	0.10	m
Etanchéité des enduits intérieurs	40.00	kg/m ²
Poids de la dalle circulaire Pdalle	585.96	kg
Poids de voile cylindrique	1 570.80	kg
Poids de lanterneau	2 156.76	kg

➤ Poids de la chape d'étanchéité

L'étanchéité se fait en deux couches de 2cm d'épaisseur chacune, la première est une chape en mortier du ciment ($\gamma_1 = 2200\text{kg/m}^3$) et la deuxième est une multicouches en ciment volcanique ($\gamma_2 = 600\text{kg/m}^3$) d'après le **DTR B.C. 2.2**.

Le poids de la chape d'étanchéité se calcule avec la formule 2.20

$$P_{ch} = (\gamma_1 + \gamma_2) \times S_{nc} \times e_{p\ ch} \quad (2.20)$$

Calcul de la surface nette de la coupole avec la formule 2.21

$$S_{nc} = S_c - S_L \quad (2.21)$$

La surface de la coupole de couverture est donnée par la relation 2.22

$$S_c = 2\pi Rf \quad (2.22)$$

La surface revenant à lanterneau se calcul avec la formule 2.23

$$S_L = \pi \cdot 1,10^2 / 4 \quad (2.23)$$

➤ Poids de la couverture

Le poids est donné par cette formule 2.24

$$P_c = \rho \times S_{nc} \times e_c \quad (2.24)$$

Soit donc **G** la charge permanente totale :

$$\mathbf{G = P_{ch} + P_c + P_l}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau 2.4

Tableau 2.4 : Poids de l'étanchéité

Désignation	Valeur	Unité
Epaisseur de la coupole e_c	0.15	m
Epaisseur de la chape d'étanchéité ciment volcanique e_{ch}	0.02	m
Epaisseur de la chape d'étanchéité mortier	0.02	m
Surface nette de la coupole S_{nc}	471.07	m ²
Surface de lanterneau SL	0.95	m ²
Surface de la coupole Sc	471.07	m ²
Poids de la Chappe d'étanchéité	26 380.14	kg
Poids de la coupole	176 652.74	kg

b-Poids de la ceinture supérieure

Le poids de la ceinture supérieure se calcul avec la formule 2.25 comme suit

$$P_{cs} = \frac{\pi}{4} (R_{ext}^2 - R_{int}^2) \times h \times \rho \quad (2.25)$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau 2.5

Tableau 2.5 : Poids de la ceinture supérieure.

Désignation	Valeur	Unité
Largeur de la ceinture supérieure b	0.70	m
Hauteur de la ceinture supérieure h	0.80	m
Rayon intérieur	12.00	m
Poids de la ceinture supérieure	108 636.27	kg

c-Poids de la paroi cylindrique

Le poids de la paroi cylindrique se calcul avec la formule (2.26) comme suit

$$P_{pc} = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) \times H_p \times \rho \quad (2.26)$$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau 2.6

Tableau 2.6 : Poids de la paroi cylindrique

Désignation	Valeur	Unité
Hauteur de la paroi	13.00	m
Epaisseur de la paroi	0.30	m
Diamètre intérieur	24.00	m
Poids de la paroi	744 321.84	kg
Epaisseur de l'enduit ext	0.02	m
Epaisseur de l'enduit int	0.02	m
Poids de l'enduit total	87 333.76	kg

d-Poids de l'acrotère

Le poids de l'acrotère se calcul avec la formule (2.27) comme suit :

$$P_{ac} = \pi * (R_{ext}^2 - (R_{ext} - e_{pa})^2) * H_a * \rho \quad (2.27)$$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau 2.7

Tableau 2.7 : Poids de l'acrotère

Désignation	Valeur	Unité
Hauteur de l'acrotère	0.30	m
Epaisseur de l'acrotère	0.10	m
Rayon extérieur	12.70	m
Poids de l'acrotère	5 961.17	kg

e-Poids du radier

Le poids du radier se calcul avec la formule (2.28) comme suit

$$P_r = \pi * (D_{int}^2 + (D_{ext}^2 - D_{int}^2)) / 4 * e_r * \rho \quad (2.28)$$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau 2.8

Tableau 2.8 : Poids du radier

Désignation	Valeur	Unité
Epaisseur du radier e_r	0.40	m
Diamètre intérieur du radier	24.00	m
Diamètre extérieur du radier	25.60	m
Poids du radier	577 047.74	kg

f-Poids total de l'ouvrage

Il représente la somme de tous les poids des éléments calculés précédemment

$$P_t = P_l + P_{ch} + P_c + P_{pc} + P_{entot} + P_{ac} + P_r$$

$$P_t = 1\,728\,490.42 \text{ kg}$$

2.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous présentons un récapitulatif des résultats du pré- dimensionnement de notre réservoir, nécessaires pour le calcul déterministe de la paroi en béton précontraint, qui fera l'objet du chapitre suivant.

Tableau 2.9 : Résultats du pré-dimensionnement du réservoir.

Désignation	Valeur	Unité
Volume du réservoir V	5 000.00	m ³
Diamètre adopté	24.00	m
Hauteur d'eau adoptée	11.00	m
Flèche f	2.50	m
Rayon de courbure R	30.05	m
Hauteur au-dessus du liquide adoptée	2.00	m
Masse volumique de béton	2 500.00	kg/m ³
Masse volumique du mortier	2 200.00	kg/m ³
Masse volumique du ciment volcanique	600.00	kg/m ³
Poids total de l'ouvrage	1728490.42	kg

Chapitre 3 : Etude du précontraint

3.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons premièrement à déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour absorber les efforts de traction exercés par les forces hydrostatiques agissant sur la paroi du réservoir, ainsi que le nombre de câbles équivalent à ces efforts, puis nous vérifions les contraintes créées par les câbles dans la paroi par rapport aux contraintes limites de traction et de compression, enfin nous calculons les pertes de tension totales (instantanées et différées).

3.2. Classes de précontrainte

Les classes de précontrainte sont des classes de vérification. On distingue trois classes (**fascicule 74**) :

- **Classe A** : Dans cette classe et en situation d'exploitation, aucune traction n'est admise sur l'ensemble de la section.
- **Classe B** : Dans cette classe, on admet des tractions mais non pas des fissurations.
- **Classe C** : dans cette classe, on calcule les contraintes sur la section fissurée, mais il faut que la section d'enrobage demeure entièrement comprimée.

3.3. Calcul de l'effort de précontrainte total

L'effort de précontrainte total P_t est calculé à partir de l'inégalité (3.1)

$$\bar{\sigma}_{bt} \leq \frac{P_t}{B} \pm \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} + \frac{F_{ext}}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (3.1)$$

Où :

B : section du béton

e : excentricité du câble ;

h : hauteur de la section du béton ;

b : largeur de la section du béton ;

F_{ext} : force extérieure ;

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression dans le béton donnée par le (**fascicule 74**) avec la formule (3,2)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (3.2)$$

f_{c28} : limite de compression du béton à 28j

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte limite de traction dans le béton donnée par le (**fascicule 74**) avec la formule (3.3)

Pour la classe A : $\bar{\sigma}_{bt} = 0$

Pour la classe B : $\bar{\sigma}_{bt} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \quad (3.3)$

3.4. Vérification des contraintes

Contraintes limites :

$$\begin{aligned} \text{Compression :} & \quad \bar{\sigma}_c = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{MPa} \\ \text{Traction : Classe A :} & \quad \bar{\sigma}_t = 0 \quad \text{MPa} \\ \text{Classe B :} & \quad \bar{\sigma}_t = -f_{t28} \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

3.5. Les pertes de précontraintes (pertes de tensions)

Les pertes de tension sont liées au comportement des matériaux, au mode de précontrainte et aux procédés de mise en tension. Nous considérons deux types de perte de tension :

- **Les pertes instantanées** : Ce sont des pertes qui se produisent lors de la mise en tension, elles sont dues principalement au frottement du câble sur sa gaine, au tassement des organes d'ancrage et au non simultanément de mise en tension des câbles.
- **Les pertes différées** : Ces pertes se produisent dans un temps plus ou moins long, elles sont dues au retrait, au fluage de béton, et à la relaxation des armatures.

3.5.1. Les pertes instantanées

Nous distinguons 3 types de pertes

a- Perte par frottement ($\Delta\sigma_{pf}$)

Lors de la mise en tension du câble, celui-ci se plaque contre la génératrice concave de la gaine, dans la partie courbe de son tracé, il en résulte un frottement mutuel qui réduit progressivement la tension du câble à partir de son extrémité active. La tension en un point d'abscisse « x », après perte par frottement, est donnée par le (Fascicule 74) avec la formule 3.4

$$\sigma_{pf}(x) = \sigma_{p0} (1 - f \cdot \alpha - \varphi \cdot x) \quad (3.4)$$

Après on calcule les pertes par frottement avec la formule (3.5)

$$\Delta\sigma_{pf} = \sigma_{p0} - \sigma_{pf} \quad (3.5)$$

Ou :

σ_{pf} : nouvelle contrainte après les pertes par frottement

f : Le coefficient de frottement courbe ;

φ : Le coefficient de frottement droit ;

α : l'angle de courbure du câble

σ_{pf} : nouvelle contrainte après les pertes par frottement.

σ_{p0} : tension à l'origine est donnée par le (**fascicule 74**) par la formule (3.6) :

$$\sigma_{p0} = \min (0,8 f_{prg} , 0,9 f_{peg}) \quad (3.6)$$

f_{prg} : contrainte de rupture garantie

f_{peg} : limite conventionnelle d'élasticité

b- Perte par recul d'ancrage ($\Delta\sigma_{pg}$)

A la mise en tension, l'effort de traction se transfère à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton dû à la déformation du mécanisme d'ancrage et à son léger glissement, il y a perte de tension. L'importance de recul d'ancrage dépend du procédé utilisé. La perte de tension due à ce recul n'apparaît que sur une distance « X_m » qu'on appelle longueur d'influence. Au-delà de cette longueur, elle est équilibrée par les frottements entre la gaine et le câble. Pour une longueur d'influence X_m inférieure à $l/2$, l étant la longueur du câble de précontrainte, la perte par recul d'ancrage, $\Delta\sigma_{pg}$, est donnée par le (fascicule 74) avec la formule (3.7) :

$$g.E_p = \int_0^x \Delta\sigma_{pg}(x) dx \quad (3.7)$$

g : recul d'ancrage.

E_p : module d'élasticité de l'acier.

$\Delta\sigma_{pg}$: pertes par recul d'encrage

σ_{pg} : nouvelle contrainte après pertes par recul d'encrage

$$\sigma_{pg} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pg} \quad (3.8)$$

c- Perte par non simultanéité de mise en tension des câbles ($\Delta\sigma_{pns}$)

Supposons qu'un élément soit précontraint avec plusieurs câbles de précontrainte, la mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de l'élément et du premier câble, de même, la mise en tension de troisième câble va entraîner un raccourcissement de l'élément et des deux premiers câbles et ainsi de suite. Chaque câble subit une perte due au non simultanéité de mise en tension, donnée par la formule 3.9 d'après le Fascicule 74

$$\Delta\sigma_{pns}(x) = (n-n_i) \times \frac{E_p}{E_{bij}} \times \sigma_b(x) \quad (3.9)$$

Avec :

n : nombre de câbles total

n_i : câble mis en tension

E_{bij} : module de déformation instantanée du béton, donnée par la formule 3.10 :

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (3.10)$$

$\sigma_b(x)$: contrainte de compression du béton traversant la section d'abscisse « x » calculé au niveau du câble considéré, comme suit :

$$\sigma_b(x) = \left[\frac{\sigma_{p(x)}}{B} \times A_p + \frac{\sigma_{p(x)} \cdot A_p}{I} * (e_p)^2 \right] \quad (3.11)$$

e_p : excentricité du câble ;

A_p : section du câble ;

I : l'inertie (section totale)

$\Delta\sigma_{pns}$: perte par non simultanété de béton

σ_{pns} : nouvelle contrainte après les pertes par non simultanété de béton

$$\sigma_{pns} = \sigma_{pg} - \Delta\sigma_{pns} \quad (3.12)$$

d- Calcul des pertes instantanées totales

C'est la somme de toutes les pertes instantanées précédentes « pertes par frottement, par recul d'ancrage et par non simultanété de mise en tension »

Les pertes instantanées totales se calculent comme suit :

$$\Delta\sigma_{pit}(x) = \Delta\sigma_{pf}(x) + \Delta\sigma_{pg}(x) + \Delta\sigma_{pns}(x) \quad (3.13)$$

σ_{pit} : contrainte après toutes les pertes instantanées.

3.5.2. Les pertes différées

Le béton sous contrainte continue de se déformer sur une période de temps en raison de la propriété de fluage et l'acier sous contrainte continue de perdre de la tension sur une période de temps en raison de la propriété de la relaxation. De plus, le béton rétrécit en raison du retrait. Ces trois effets entraînent une perte conséquente de précontrainte au fil du temps et cela doit être pris en compte lors de la conception.

Cependant les pertes différées se produisent simultanément, mais peuvent être déterminées séparément, selon les règles BPEL, puis additionnées.

Dans cette section, les procédures approximatives spécifiées dans les règles BPEL pour calculer les pertes de précontrainte en fonction du temps sont décrites.

a- Perte dues au retrait du béton ($\Delta\sigma_{pr}$)

Indépendamment de tout chargement, le béton subit par retrait un raccourcissement qui est dû à l'évaporation de l'excédent d'eau de gâchage, il a pour conséquence de détendre les armatures de précontrainte.

Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée dans le (BPEL) par la formule (3.14)

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r \times [1 - r(t)] \quad (3.14)$$

Avec :

$r(t)$: loi d'évolution du retrait

$$r(t) = \frac{t}{t+9 r_m} \quad (3.15)$$

r_m : étant le rayon moyen, il se calcule avec la formule 3.16 comme suit

$$r_m = \frac{\text{section}}{\text{périmètre}} \quad (3.16)$$

ε_r : le retrait final du béton

$\Delta\sigma_{pr}$: pertes par retrait de béton

σ_{pr} : nouvelle contrainte après pertes par retrait

$$\sigma_{pr} = \sigma_{pit} - \Delta\sigma_{pr} \quad (3.17)$$

b- Pertes dues à la relaxation des câbles ($\Delta\sigma_{prl}$)

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement.

La perte par relaxation est donnée par la formule 3.18 qui suit :

$$\Delta\sigma_{prl}(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pit}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pit}(x) \quad (3.18)$$

Avec :

$\mu_0 = 0,43$ pour les armatures T.B.R (très basse relaxation)

= 0.35 pour les armatures B.R (basse relaxation)

= 0,3 pour les armatures R.N (relaxation normale)

ρ_{1000} : valeur de la relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{pit}(x)$: contrainte après toutes les pertes instantanées.

$\Delta\sigma_{prl}$: pertes par relaxation des aciers

σ_{prl} : nouvelle contrainte après les pertes par relaxation des aciers

$$\sigma_{prl} = \sigma_{pit} - \Delta\sigma_{prl} \quad (3.19)$$

c- Pertes dues au fluage ($\Delta\sigma_{prl}$)

Le fluage est la déformation différée du béton sous contrainte de compression. Les essais montrent qu'après le chargement du béton, la déformation se produit pendant des dessinée avec une vitesse décroissante, pour aboutir à une lente stabilisation

Les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

La perte de tension due au fluage proposé par le (**fascicule 74**) est donnée par la formule (3.20) :

$$\Delta\sigma_{pfl}(x) = 2.\sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad (3.20)$$

Avec :

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen obtenue lorsque toutes les pertes sont produites.

$$\sigma_b(x) = \left[\frac{\sigma_{pit}(x)}{B} \times A_p + \frac{\sigma_{pit}(x) A_p . e^2}{I} \right] \quad (3.21)$$

$\Delta\sigma_{pfl}$: pertes par fluage

σ_{pfl} : nouvelle contrainte après les pertes par fluage

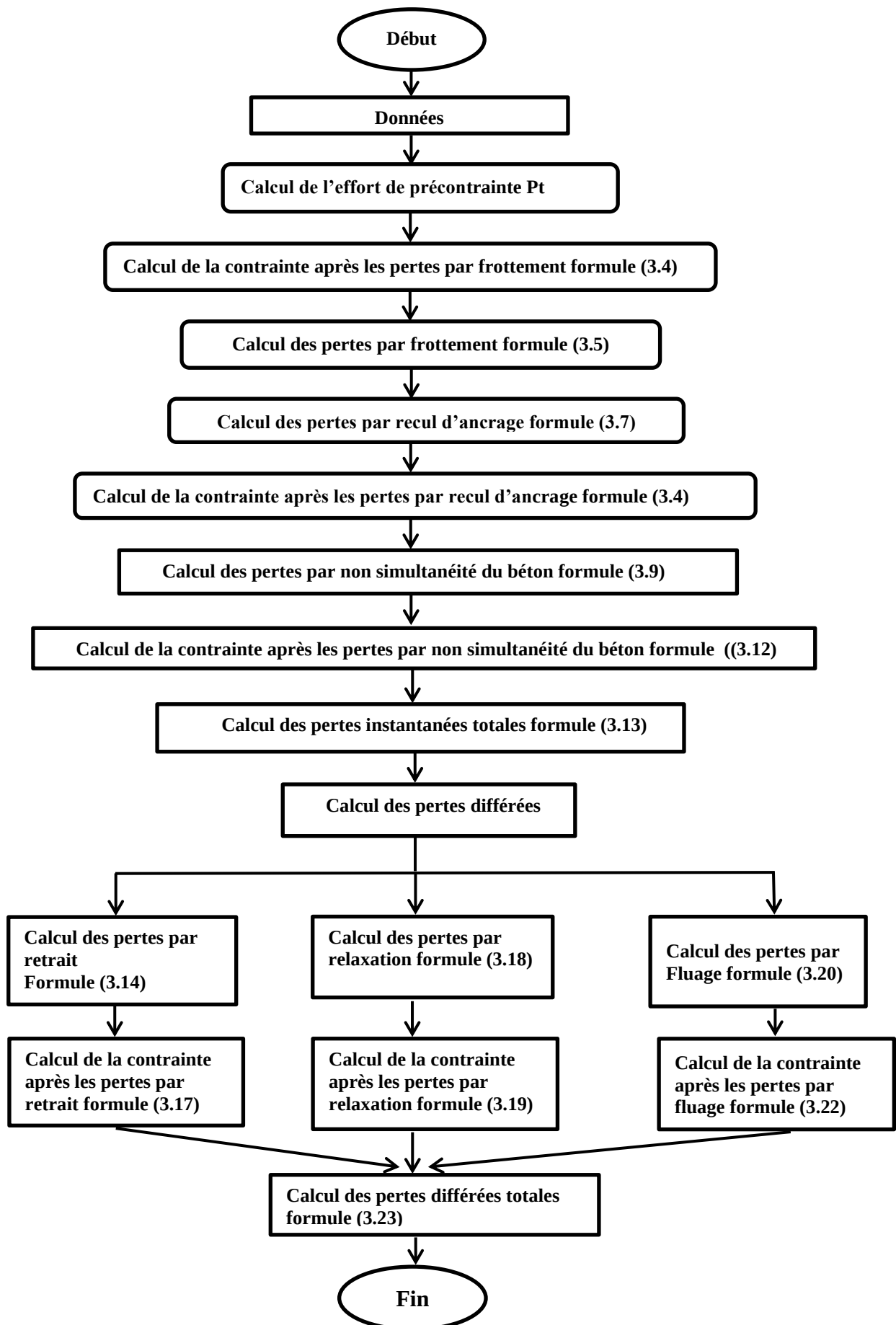
$$\sigma_{pfl} = \sigma_{pit} - \Delta\sigma_{pfl} \quad (3.22)$$

d- Calcul des pertes différées totales

C'est la somme de toutes les pertes différées précédentes « pertes dues au retrait, dues à la relaxation des aciers et au fluage » La perte différées totale se calcul comme suit :

$$\Delta\sigma_{pdif}(x) = \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{prl}(x) \quad (3.23)$$

Organigramme de calcul de la précontrainte



3.6. Application au cas d'un réservoir en eau potable posé au sol

3.6.1. Problématique

La paroi est soumise à l'effort hydrostatique engendré par l'eau, comme montré dans la figure (3.1)

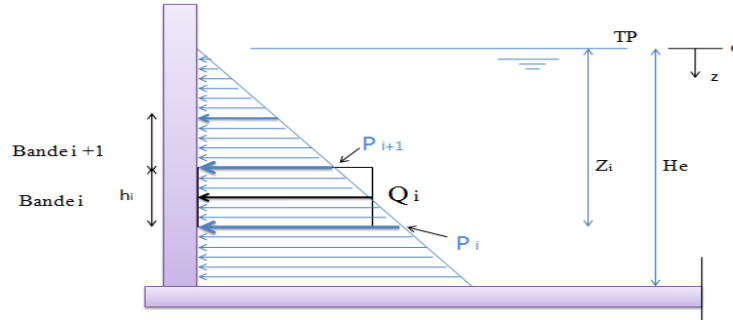


Figure 3.1 : Paroi soumise à des efforts hydrostatiques

Notons que le réservoir est considéré comme ouvrage classé en classe B conformément au **fascicule 74** (La paroi est soumise à des efforts de traction, mais elle doit rester étanche)

Pour le calcul de l'effort de précontrainte, nous présentons le calcul de la bande du fond de la paroi du réservoir. Pour les autres bandes le calcul se fera par procédé analogue.

Les caractéristiques géométriques de la bande en question sont présentées dans le tableau (3.1) et la figure (3.2)

Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques de la bande

Largeur de la paroi b	0,30	m
Hauteur de la bande h	1,00	m
Excentricité du câble e	0.034	m
Section de la bande B	0.3	m ²

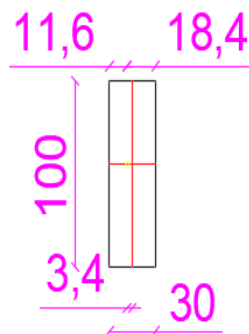


Figure 3.2 : Caractéristiques géométriques de la bande.

Le calcul de la précontrainte se fera dans une section rectangulaire soumise à des efforts de traction qui varient en fonction de la profondeur. C'est-à-dire l'intensité de « T » dépend de la profondeur du liquide engendrant cet effort.

Les efforts développés dans la section du béton d'un mètre linéaire à l'ELS sont les suivants :

➤ Sur la bande du fond :

$$\text{-cas réservoir plein : } T_s = Q_i * D/2 = 1,26 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\text{-cas réservoir vide : } T_s = Q_i * D/2 = 0,00 \text{ N}$$

T_s : l'effort de traction engendré par la poussée de l'eau à l'état limite de service.

Remarque :

Le calcul de la précontrainte est effectué pour la bande du fond, puis on donne un tableau récapitulatif pour les autres bandes.

(La procédure de calcul est la même dans toutes les bandes)

Etant donné que la section est soumise à des efforts de traction, le calcul de la précontrainte se fera de la manière suivante ; en utilisons la formule (3.1) pour chaque cas de figure.

3.6.2. Calcul de l'effort de précontrainte P_t

Cas d'un réservoir plein vis-à-vis la traction

- Fibre intérieure

$$\bar{\sigma}_{bt} \leq \frac{P_t}{B} - \frac{6 * P_t * e}{h * b^2} - \frac{T}{B}$$

Cas d'un réservoir vide vis-à-vis la compression

- Fibre extérieure

$$\frac{P_t}{B} + \frac{6 * P_t * e}{h * b^2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

P_t : Effort de précontrainte totale ;

B : Section de béton (une bande)

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression dans le béton formule (3.2)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPA}$$

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte limite de traction dans le béton formule (3.3)

$$\bar{\sigma}_{bt} = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPA}$$

Après les calculs nous trouvons ce qui suit

- Réservoir plein
 - Fibre intérieure : $P_t \geq 1\,406\,250\text{ N}$
- Réservoir vide
 - Fibre extérieure : $P_t \leq 3\,750\,000\text{ N}$

Pour satisfaire ces conditions, il est recommandé de prendre pour la valeur de l'effort de précontrainte la moyenne des deux valeurs précédentes

$$P_t = 2\,578\,125\text{ N}$$

3.6.3. Calcul du nombre de câble « n »

Le nombre de câbles se calcul comme suit

$$n = \frac{\sigma_{pt}}{\sigma_{p0}} = \frac{P_t \cdot A_p}{P_0 \cdot A_p}$$

Avec : σ_{pt} : La précontrainte totale

σ_{p0} : La précontrainte à l'origine

La valeur de σ_{p0} est définie dans le **fascicule74**, avec la formule (3.6)

D'où : $\sigma_{p0} = 1415,7\text{ MPA}$

L'effort de précontrainte totale : $P_t = n \times P_0$

Le calcul nous donne : $n = 1.73$

Nous optons pour : $n = 2$

L'effort de précontrainte total devient : $P_t = 2\,972\,970\text{ N}$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau (3.2)

Tableau 3.2 : Nombre de câbles et l'effort de précontrainte final dans chaque bande

Bande	Effort de précontrainte [N]	Effort de précontrainte initial [N]	Nombre de câbles n	Nombre de câbles adopté n	Effort de précontrainte final [N]
La Bande 1 (Du Fond)	2578125	1 486 485	1.73	2.00	2 972 970
La Bande 2	2390625	1 486 485	1.61	2.00	2 972 970
La Bande 3	2203125	1 486 485	1.48	2.00	2 972 970
La Bande 4	2015625	1 486 485	1.36	2.00	2 972 970
La Bande 5	1828125	1 486 485	1.23	2.00	2 972 970
La Bande 6	1640625	1 486 485	1.10	2.00	2 972 970
La Bande 7	1453125	1 486 485	0.98	2.00	2 972 970
La Bande 8	1265625	1 486 485	0.85	2.00	2 972 970
La Bande 9	1078125	1 486 485	0.73	2.00	2 972 970
La Bande 10	890625	1 486 485	0.60	2.00	2 972 970
La Bande 11	703125	1 486 485	0.47	2.00	2 972 970

3.6.4 Vérification des contraintes

En exploitation : mise en tension au 28^{ème} jour

- **Contraintes limites**

Compression : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$

Traction : $\overline{\sigma_{bt}} = -f_{t28} = -2.7 \text{ Mpa}$

Au 28^{ème} jour, nous tirons les deux câbles à 100% de σ_{p0} , les inégalités suivantes doivent être vérifiées :

Vis-à-vis la traction (fibre intérieure)

On vérifie d'abord pour la première bande

- Réservoir plein

$$\sigma_{fint} = \frac{P_t}{B} - \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} - \frac{T}{B} \geq \overline{\sigma_{bt}} \rightarrow \sigma_{fint} = -1.03 \text{ Mpa} > -2.7 \text{ Mpa}$$

- Réservoir vide

$$\sigma_{fint} = \frac{P_t}{B} - \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} \geq \overline{\sigma_{bt}} \rightarrow \sigma_{fint} = 3.17 \text{ Mpa} > -2.7 \text{ Mpa}$$

Vis-à-vis la compression (fibre extérieure)

- Réservoir plein

$$\sigma_{fext} = \frac{P_t}{B} + \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} - \frac{T}{B} \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \sigma_{fext} = 12.45 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa}$$

- Réservoir vide

$$\sigma_{fext} = \frac{P_t}{B} + \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \sigma_{fext} = 16.65 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa}$$

Les résultats pour les autres bandes sont récapitulés dans le tableau (3.3)

Tableau 3.3 : Vérification des contraintes.

Bande	Profondeur Z [m]	Tis [N/ml]	Pt [N]	Fibre extérieure Compression		Fibre intérieure Traction	
				Vide	Plein	Vide	Plein
Bande1 (du fond)	11	1260000	2972970	16.65	12.45	3.17	-1.03
Bande 2	10	1140000	2972970	16.65	12.85	3.17	-0.63
Bande 3	9	1020000	2972970	16.65	13.25	3.17	-0.23
Bande 4	8	900000	2972970	16.65	13.65	3.17	0.17
Bande 5	7	780000	2972970	16.65	14.05	3.17	0.57
Bande 6	6	660000	2972970	16.65	14.45	3.17	0.97
Bande 7	5	540000	2972970	16.65	14.85	3.17	1.37
Bande 8	4	420000	2972970	16.65	15.25	3.17	1.77
Bande 9	3	300000	2972970	16.65	15.65	3.17	2.17
Bande 10	2	180000	2972970	16.65	16.05	3.17	2.57
Bande 11	1	60000	2972970	16.65	16.45	3.17	2.97

Donc au 28^{ème} jour, toutes les contraintes sont vérifiées.

3.6.5. Variation de la précontrainte dans la paroi

Chaque bande de la paroi est soumise aux efforts de traction qui varient en fonction de la profondeur, et chaque effort de traction nécessite un effort de précontrainte pour le reprendre. Les réservoirs circulaires peuvent être précontraints par des câbles situés à l'intérieur de la paroi avec des bossages permettant une répartition équilibrée des pertes de précontrainte par frottement, voici le tableau (3.4) qui nous donne l'effort de précontrainte dans chaque bande.

Tableau 3.4 : Variation de la précontrainte dans les bandes.

Bandes	Effort de précontrainte [N]
Bande 1	2578125
Bande 2	2390625
Bande 3	2203125
Bande 4	2015625
Bande 5	1828125
Bande 6	1640625
Bande 7	1453125
Bande 8	1265625
Bande 9	1078125
Bande 10	890625
Bande 11	703125

3.6.6. Tracé des câbles

- Répartition des bossages autour de la paroi

Nous réalisons autour de la paroi 4 bossages équidistants (**fascicule 74**), figure 3.3

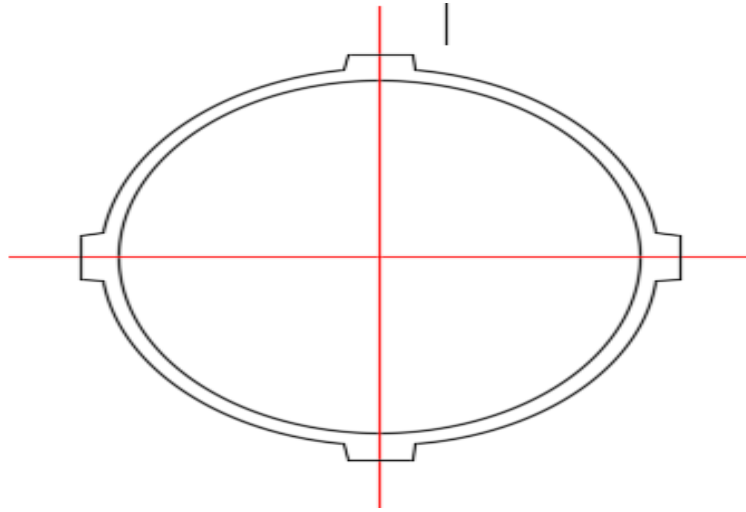


Figure 3.3 : Répartition des bossages autour du réservoir.

- Tracé du câble moyen

Le câble étant excentré le long de la paroi, il suit la courbure de celle-ci sauf à l'entrée des bossages, il devient droit. Après avoir déterminé la précontrainte nécessaire pour reprendre les efforts de traction et avoir illustrer le tracé du câble moyen, nous passerons au calcul des pertes de tension.

3.7. Les pertes de précontraintes

3.7.1. Les pertes instantanées

a. Perte par frottement

Caractéristique géométrique du câble

Longueur de câble « entre les extrémités des bossages » (**Autocad**) $L = 21.24 \text{ m}$

Angle de courbure de câble (**Autocad**) $\alpha = 79^\circ$

Tension à l'origine $\sigma_{p0} = 1415,70 \text{ Mpa.}$

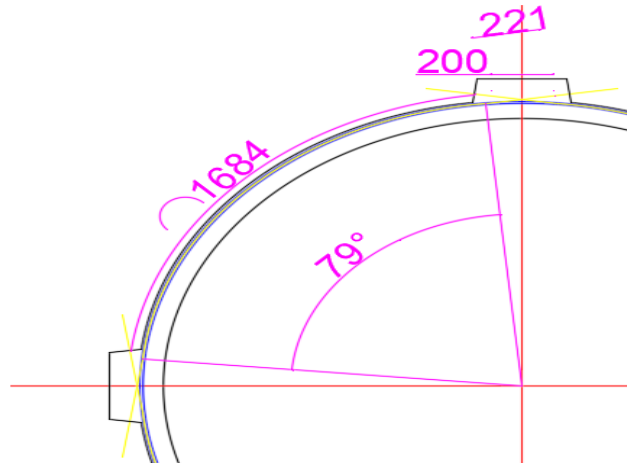


Figure 3.4 : Longueur du câble et son angle de courbure.

La mise en tension des câbles se fait par les deux extrémités, on s'intéressera alors à deux sections :

- Section d'ancrage $x = 0\text{m}$.
- Section médiane $x = l/2 = 10.62\text{m}$.

Tableau 3.5 : Perte par frottement dans un câble

Section	σ_{p0} (Mpa)	$\sigma_p(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_\phi(x)$ (Mpa)
X = 0	1415,70	1415,70	0,00
X = 4.43	1415,70	1329,9	85,8
X = 10.62	1415,70	1209,95	205,75

Nous remarquons que les pertes par frottement à $x=0$ sont nulles car il y'a pas de frottement dans la section initiale ($x=0$)

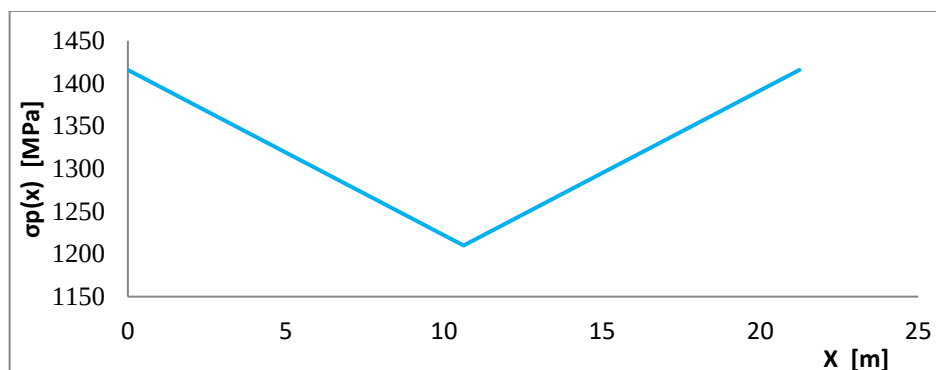


Figure 3.5 : Graphe des pertes de tension par frottement.

Les résultats pour les autres câbles sont récapitulés dans le tableau 3.6

Tableau 3.6 : Perte par frottement dans tous les câbles.

Bande	Profondeur Z [m]	N° de Câble	$\sigma_{pf}(x)$ [MPa]			$\Delta\sigma_{pf}(x)$ [MPa]		
			X [m]			X [m]		
			0	4.43	10.62	0	4.43	10.62
Bande 1	11	22	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
		21	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
Bande 2	10	20	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
		19	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
Bande 3	9	18	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
		17	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
Bande 4	8	16	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
		15	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
Bande 5	7	14	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
		13	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
Bande 6	6	12	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
		11	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
Bande 7	5	10	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
		9	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
Bande 8	4	8	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
		7	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
Bande 9	3	6	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
		5	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
Bande 10	2	4	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
		3	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
Bande 11	1	2	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75
		1	1 415.70	1 329.90	1 209.95	0.00	85.80	205.75

Les pertes par frottement sont les mêmes dans tous les câbles à chaque abscisse (x)

b. Perte par recul d'ancrage

On utilise la formule (3.7) donné par le **fascicule 74**

Pour calculer la perte due au recul d'ancrage, on doit positionner le point « M », c'est-à-dire déterminer la longueur d'influence « X_m » qui est donné par la formule suivante :

$$X_m = \sqrt{\frac{g \cdot E_p \cdot l/2}{\Delta\sigma_{pf}(x)}}$$

$$g \times E_p = 2 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 380 \text{ Mpa.m}$$

Calcul de l'aire S (l/2) :

- $S = [\sigma_{p0} - \sigma_p(l/2)] \times l/2 = 1209.95 \times 10.62 = 2185.04 \text{ Mpa.m}$

Nous remarquons que $g \times E_p < S$, donc le point « M » se situe entre $x=0$ et $x=l/2$.

Donc :

$$X_m = 4,43\text{m}$$

L'ordonnée verticale AC de la figure (3.6) représente la perte de précontrainte due à l'ancrage. Sur la longueur AM, les câbles sont relâchés, de sorte qu'ils tendent à se déplacer dans la direction opposée à la direction d'origine (déplacée pendant la mise en tension). la variation de la force de précontrainte suit la courbe CM, qui est la symétrie de la courbe AM. Au-delà du point M, la force dans le câble n'est pas affectée par le recul d'ancrage.

Notons par g l'intensité du recul d'ancrage, les notices techniques des procédés de précontrainte y définissent pour chaque type d'ancrage la valeur probable.

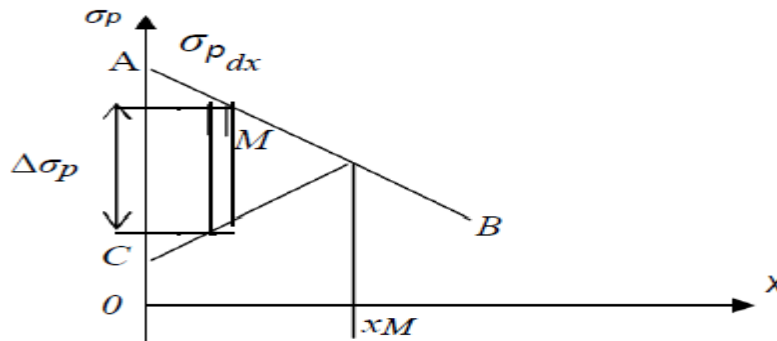


Figure 3.6 : Diagramme de tensions après blocage d'ancrage.

- Calcul de la tension au point « M »

$$[\sigma_p(0) - \sigma_p(M)] \times X_m = g \times E_p \quad \rightarrow \quad \sigma_p(M) = \sigma_p(0) - \frac{g \times E_p}{x_m}$$

$$\sigma_p(M) = 1329.9 \text{ Mpa}$$

Calcul de la nouvelle contrainte σ_{pg}

à $x=0$: la tension dans un câble vaut

$$\sigma_{pg} = \sigma_{p0} - 2[\sigma_{p0} - \sigma_p(M)] = 1244.1 \text{ Mpa}$$

Les autres résultats pour chaque bande et chaque câble sont récapitulés dans le tableau (3.7)

Tableau 3.7 : perte de tension par recul d'ancrage

Bande	Profondeur Z [m]	N° de Câble	$\sigma_{pg}(x)$ [MPa]			$\Delta\sigma_{pg}(x)$ [MPa]		
			X [m]			X [m]		
			0	Xm	10.62	0	Xm	10.62
Bande 1	11	22	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
		21	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
Bande 2	10	20	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
		19	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
Bande 3	9	18	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
		17	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
Bande 4	8	16	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
		15	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
Bande 5	7	14	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
		13	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
Bande 6	6	12	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
		11	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
Bande 7	5	10	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
		9	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
Bande 8	4	8	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
		7	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
Bande 9	3	6	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
		5	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
Bande 10	2	4	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
		3	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
Bande 11	1	2	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00
		1	1 244.10	1 329.90	1 209.95	171.60	0.00	0.00

NB : les pertes de tension par recul d'ancrage sont les même dans tous les câbles, elles s'arrêtent à une certaine longueur qui est la longueur d'influence.

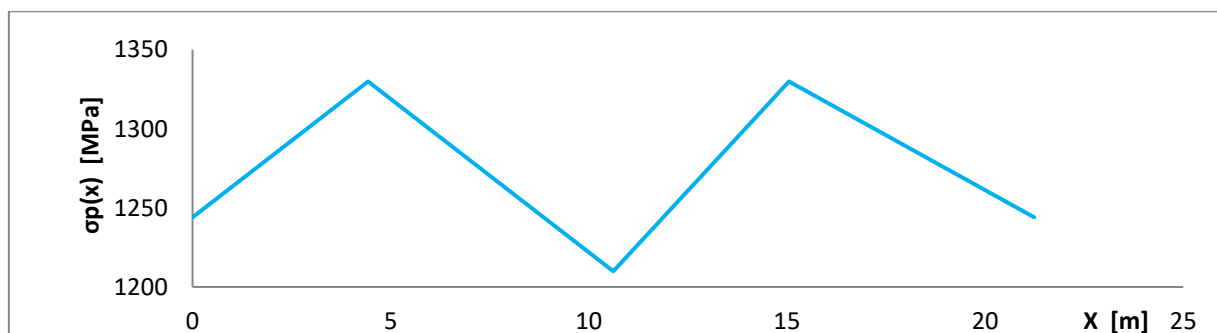


Figure 3.7 : Graphe des pertes de tension par recul d'ancrage.

c. Perte par non simultanée de mise en tension des câbles

• La perte dans un câble

Chaque câble subit une perte moyenne due au non simultanée de mise en tension donné par la formule (3.9)

Dans le calcul des pertes par non simultanée de mise en tension, (en prend en considération toute la section de la paroi) $B = 11 \times 0.3 = 3.3 \text{ m}^2$

Remarque

Lorsque nous calculons les pertes par non simultanée de mise en tension des câbles, nous considérons que le câble du haut subit l'action de tous les câbles ; pour que le dernier câble (la bande du fond) ne subira pas l'action des câbles précédents.

La paroi est précontrainte par 22 câbles identiques sur une hauteur de onze mètres.

En utilisant les formules précédentes, nous aurons les résultats récapitulés dans le tableau (3.8)

Tableau 3.8 : Pertes de tension par non simultanée de mise en tension

Z (m)	N° de Câble	$\sigma_p(x)$ [MPa]			$\sigma_b(x)$ [MPa]			$\Delta\sigma_{pi}(x)$ [MPa]			$\sigma_p(x)$ [MPa]		
		X [m]			X [m]			X [m]			X [m]		
		0	Xm	10.62	0	Xm	10.62	0	Xm	10.62	0	Xm	10.62
11	22	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	0	0	0	1 244.10	1 329.90	1 209.95
	21	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	2.41	2.58	2.35	1 241.68	1 327.32	1 207.61
10	20	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	4.82	5.16	4.69	1 239.27	1 324.74	1 205.26
	19	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	7.24	7.74	7.04	1 236.86	1 322.16	1 202.91
9	18	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	9.65	10.32	9.38	1 234.45	1 319.58	1 200.57
	17	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	12.06	12.89	11.73	1 232.03	1 317.00	1 198.22
8	16	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	14.47	15.47	14.08	1 229.62	1 314.43	1 195.87
	15	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	16.89	18.05	16.42	1 227.21	1 311.85	1 193.53
7	14	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	19.30	20.63	18.77	1 224.80	1 309.27	1 191.18
	13	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	21.71	23.21	21.12	1 222.38	1 306.69	1 188.84
6	12	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	24.12	25.79	23.46	1 219.97	1 304.11	1 186.49
	11	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	26.54	28.37	25.81	1 217.56	1 301.53	1 184.14
5	10	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	28.95	30.95	28.15	1 215.15	1 298.95	1 181.80
	9	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	31.36	33.52	30.50	1 212.73	1 296.37	1 179.45
4	8	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	33.77	36.10	32.85	1 210.32	1 293.79	1 177.10
	7	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	36.19	38.68	35.19	1 207.91	1 291.22	1 174.76
3	6	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	38.60	41.26	37.54	1 205.50	1 288.64	1 172.41
	5	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	41.01	43.84	39.89	1 203.08	1 286.06	1 170.07
2	4	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	43.42	46.42	42.23	1 200.67	1 283.48	1 167.72
	3	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	45.84	49.00	44.58	1 198.26	1 280.90	1 165.37
1	2	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	48.25	51.58	46.92	1 195.85	1 278.32	1 163.03
	1	1 244	1 329.9	1 209.95	0.46	0.49	0.44	50.66	54.16	49.27	1 193.43	1 275.74	1 160.68

Les pertes sont différentes d'un câble à un autre, à cause de : la non simultanée de la mise en tension. Les câbles sont mis en tension de la bande du haut, là où les efforts de traction sont faibles, vers la bande du fond, là où les efforts de traction sont importants.

Chaque câble subit sa propre perte et celles des câbles précédents sauf le dernier câble qui garde entièrement sa tension.

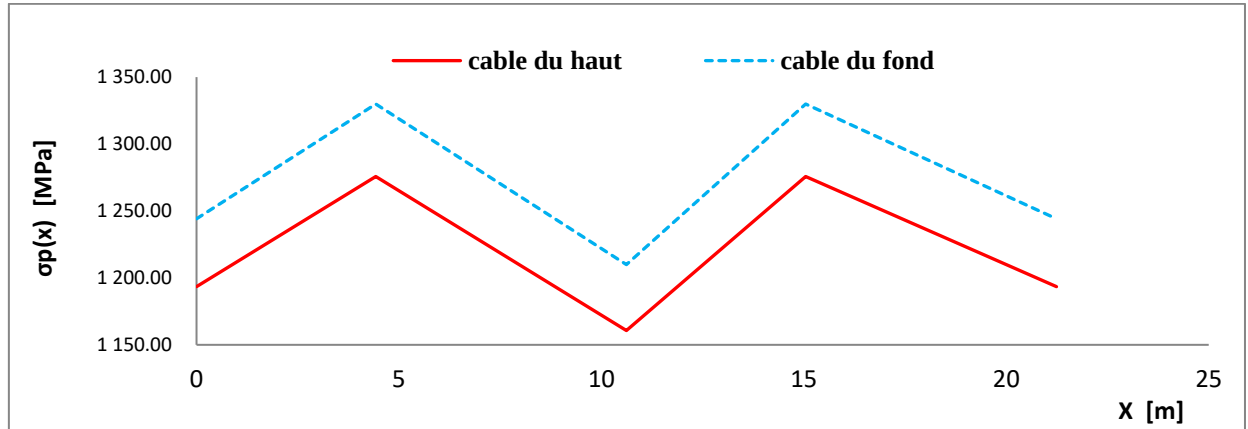


Figure 3.8 : pertes par non simultanée dans le câble du fond et du haut.

Nous remarquons que les pertes par non simultanée de mise en tension elles sont différentes dans le câble du haut et le câble du fond, elles sont dues à la mise en tension des câbles un après l'autre.

d. Calcul des pertes instantanées totales

Les pertes instantanées totales se calculent avec la formule (3.13)

Le tableau (3.9) nous donne les valeurs des pertes instantanées totales dans chaque bande

Tableau 3.9: Les pertes instantanées totales.

Bande	Profondeur Z (m)	N° de Cable	$\sigma_{si}(x)$ [MPa]			$\sigma_{si}(x)$ [%]			$\sigma_{pi}(x)$ [MPa]		
			X [m]			X [m]			X [m]		
			0	d	10.62	0	d	10.62	0	d	10.62
Bande 1	11	22.00	171.60	85.80	205.75	12.1%	6.1%	14.5%	1244.10	1329.90	1209.95
		21.00	174.02	88.38	208.09	12.3%	6.2%	14.7%	1241.68	1327.32	1207.61
Bande2	10	20.00	176.43	90.96	210.44	12.5%	6.4%	14.9%	1239.27	1324.74	1205.26
		19.00	178.84	93.54	212.79	12.6%	6.6%	15.0%	1236.86	1322.16	1202.91
Bande 3	9	18.00	181.25	96.12	215.13	12.8%	6.8%	15.2%	1234.45	1319.58	1200.57
		17.00	183.67	98.70	217.48	13.0%	7.0%	15.4%	1232.03	1317.00	1198.22
Bande 4	8	16.00	186.08	101.27	219.83	13.1%	7.2%	15.5%	1229.62	1314.43	1195.87
		15.00	188.49	103.85	222.17	13.3%	7.3%	15.7%	1227.21	1311.85	1193.53
Bande 5	7	14.00	190.90	106.43	224.52	13.5%	7.5%	15.9%	1224.80	1309.27	1191.18
		13.00	193.32	109.01	226.86	13.7%	7.7%	16.0%	1222.38	1306.69	1188.84
Bande 6	6	12.00	195.73	111.59	229.21	13.8%	7.9%	16.2%	1219.97	1304.11	1186.49
		11.00	198.14	114.17	231.56	14.0%	8.1%	16.4%	1217.56	1301.53	1184.14

Tableau 3.9: Les pertes instantanées totales (suite).

Bande 7	5	10.00	200.55	116.75	233.90	14.2%	8.2%	16.5%	1215.15	1298.95	1181.80
		9.00	202.97	119.33	236.25	14.3%	8.4%	16.7%	1212.73	1296.37	1179.45
Bande 8	4	8.00	205.38	121.91	238.60	14.5%	8.6%	16.9%	1210.32	1293.79	1177.10
		7.00	207.79	124.48	240.94	14.7%	8.8%	17.0%	1207.91	1291.22	1174.76
Bande 9	3	6.00	210.20	127.06	243.29	14.8%	9.0%	17.2%	1205.50	1288.64	1172.41
		5.00	212.62	129.64	245.63	15.0%	9.2%	17.4%	1203.08	1286.06	1170.07
Bande 10	2	4.00	215.03	132.22	247.98	15.2%	9.3%	17.5%	1200.67	1283.48	1167.72
		3.00	217.44	134.80	250.33	15.4%	9.5%	17.7%	1198.26	1280.90	1165.37
Bande 11	1	2.00	219.85	137.38	252.67	15.5%	9.7%	17.8%	1195.85	1278.32	1163.03
		1.00	222.27	139.96	255.02	15.7%	9.9%	18.0%	1193.43	1275.74	1160.68

3.7.2. Les pertes différées

a- Perte dues au retrait du béton

Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée par la formule (3.14)

Avec :

$$r_m = \frac{3000}{260} = 11,53 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 44,89 \text{ Mpa}$$

Les pertes par retrait est donnée dans le tableau (3.10)

Tableau 3.10: Pertes de tension par retrait.

Bande	Profondeur Z (m)	N° de Câble	Dσr(x) [MPa]			σpi (x) [MPa]		
			X [m]			X [m]		
			0	d	10.62	0	d	10.62
Bande 1	11	22	44.89	44.89	44.89	1199.20	1285.00	1165.06
		21	44.89	44.89	44.89	1196.79	1282.42	1162.71
Bande2	10	20	44.89	44.89	44.89	1194.38	1279.85	1160.36
		19	44.89	44.89	44.89	1191.96	1277.27	1158.02
Bande 3	9	18	44.89	44.89	44.89	1189.55	1274.69	1155.67
		17	44.89	44.89	44.89	1187.14	1272.11	1153.33
Bande 4	8	16	44.89	44.89	44.89	1184.73	1269.53	1150.98
		15	44.89	44.89	44.89	1182.31	1266.95	1148.63
Bande 5	7	14	44.89	44.89	44.89	1179.90	1264.37	1146.29
		13	44.89	44.89	44.89	1177.49	1261.79	1143.94
Bande 6	6	12	44.89	44.89	44.89	1175.08	1259.21	1141.59
		11	44.89	44.89	44.89	1172.66	1256.64	1139.25
Bande 7	5	10	44.89	44.89	44.89	1170.25	1254.06	1136.90
		9	44.89	44.89	44.89	1167.84	1251.48	1134.56

Tableau 3.10: Pertes de tension par retrait (suite).

Bande 8	4	8	44.89	44.89	44.89	1165.43	1248.90	1132.21
		7	44.89	44.89	44.89	1163.01	1246.32	1129.86
Bande 9	3	6	44.89	44.89	44.89	1160.60	1243.74	1127.52
		5	44.89	44.89	44.89	1158.19	1241.16	1125.17
Bande 10	2	4	44.89	44.89	44.89	1155.78	1238.58	1122.83
		3	44.89	44.89	44.89	1153.36	1236.01	1120.48
Bande 11	1	2	44.89	44.89	44.89	1150.95	1233.43	1118.13
		1	44.89	44.89	44.89	1148.54	1230.85	1115.79

Les pertes par retrait sont les mêmes dans tous les câbles et toutes les bandes est cela revient à dire que le retrait dépend seulement du béton et non de l'acier.

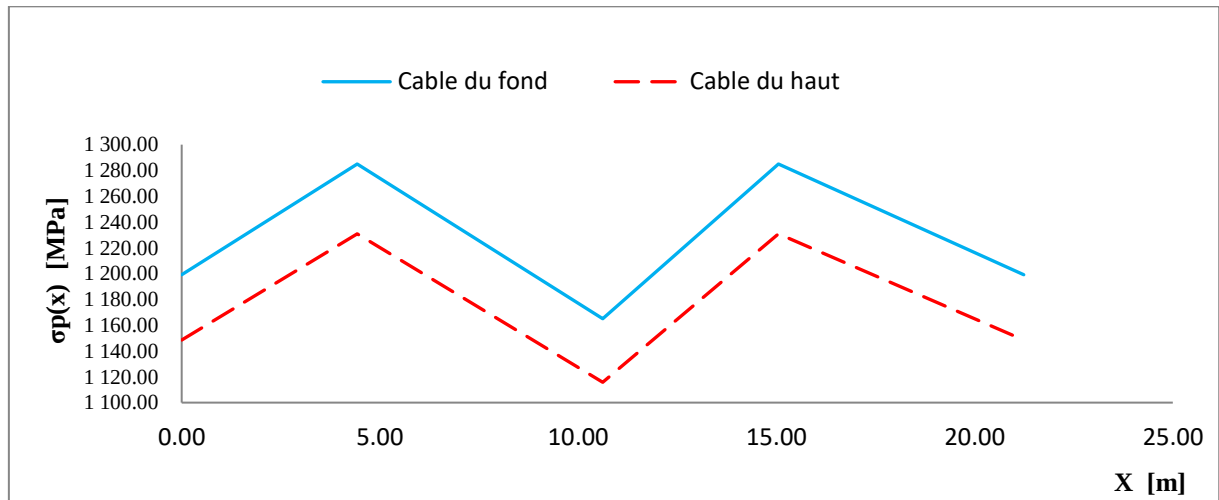


Figure 3.9 : Pertes du au retrait dans le câble du fond et du haut.

b- Pertes dues à la relaxation des câbles

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement.

La perte par relaxation est donnée par la formule (3.18)

Avec :

$\mu_0 = 0,43 \rightarrow$ Armatures TBR (très basse relaxation)

$\rho_{1000} = 2,5\% \rightarrow$ valeur de la relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{pit}(x) \rightarrow$ contrainte après toutes les pertes instantanées

La perte par relaxation des aciers est donnée dans le tableau (3.11)

Tableau 3.11: Pertes de tension par relaxation des aciers

Bandes	Profondeur Z (m)	N° de Câble	$\sigma_i(x)$ [MPa]			$\Delta\sigma(x)$ [MPa]			$\sigma_i(x)$ [MPa]		
			X [m]			X [m]			X [m]		
			0	4.43	10.62	0	4.43	10.62	0	4.43	10.62
Bande 1	11	22.00	1 244.10	1 329.90	1 209.95	50.92	59.97	47.32	1 193.17	1 269.93	1 162.63
		21.00	1 241.68	1 327.32	1 207.61	50.67	59.70	47.08	1 191.01	1 267.62	1 160.53
Bande2	10	20.00	1 239.27	1 324.74	1 205.26	50.41	59.43	46.83	1 188.86	1 265.31	1 158.43
		19.00	1 236.86	1 322.16	1 202.91	50.16	59.15	46.58	1 186.70	1 263.01	1 156.33
Bande 3	9	18.00	1 234.45	1 319.58	1 200.57	49.91	58.88	46.33	1 184.54	1 260.70	1 154.23
		17.00	1 232.03	1 317.00	1 198.22	49.65	58.61	46.09	1 182.38	1 258.39	1 152.13
Bande 4	8	16.00	1 229.62	1 314.43	1 195.87	49.40	58.34	45.84	1 180.22	1 256.09	1 150.04
		15.00	1 227.21	1 311.85	1 193.53	49.14	58.07	45.59	1 178.07	1 253.78	1 147.94
Bande 5	7	14.00	1 224.80	1 309.27	1 191.18	48.89	57.79	45.34	1 175.91	1 251.47	1 145.84
		13.00	1 222.38	1 306.69	1 188.84	48.63	57.52	45.10	1 173.75	1 249.17	1 143.74
Bande 6	6	12.00	1 219.97	1 304.11	1 186.49	48.38	57.25	44.85	1 171.59	1 246.86	1 141.64
		11.00	1 217.56	1 301.53	1 184.14	48.13	56.98	44.60	1 169.43	1 244.55	1 139.54
Bande 7	5	10.00	1 215.15	1 298.95	1 181.80	47.87	56.71	44.35	1 167.28	1 242.25	1 137.44
		9.00	1 212.73	1 296.37	1 179.45	47.62	56.43	44.11	1 165.12	1 239.94	1 135.34
Bande 8	4	8.00	1 210.32	1 293.79	1 177.10	47.36	56.16	43.86	1 162.96	1 237.63	1 133.24
		7.00	1 207.91	1 291.22	1 174.76	47.11	55.89	43.61	1 160.80	1 235.32	1 131.15
Bande 9	3	6.00	1 205.50	1 288.64	1 172.41	46.85	55.62	43.37	1 158.64	1 233.02	1 129.05
		5.00	1 203.08	1 286.06	1 170.07	46.60	55.35	43.12	1 156.49	1 230.71	1 126.95
Bande 10	2	4.00	1 200.67	1 283.48	1 167.72	46.34	55.08	42.87	1 154.33	1 228.40	1 124.85
		3.00	1 198.26	1 280.90	1 165.37	46.09	54.80	42.62	1 152.17	1 226.10	1 122.75
Bande 11	1	2.00	1 195.85	1 278.32	1 163.03	45.84	54.53	42.38	1 150.01	1 223.79	1 120.65
		1.00	1 193.43	1 275.74	1 160.68	45.58	54.26	42.13	1 147.85	1 221.48	1 118.55

Nous remarquons que les pertes par relaxation sont différentes à chaque abscisse (x) et d'un câble à un autre, elles dépendent de la contrainte dans chaque câble (les pertes sont proportionnelles avec les contraintes).

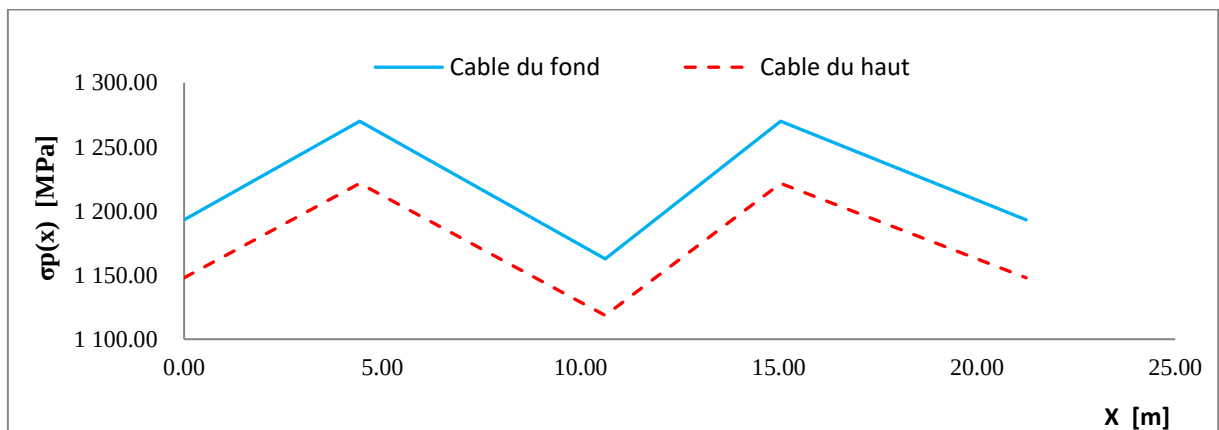


Figure 3.10 : Pertes due à la relaxation dans le câble du fond et du haut.

c- Pertes dues au fluage

Le béton subit un raccourcissement progressif lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression permanente, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

La perte de tension due au fluage donné par la formule (3.20)

Tableau 3.12: Pertes dues au fluage.

Bandes	Profondeur Z (m)	N° de Câble	$\sigma_{pi}(x)$ [MPa]			$\sigma_M(x)$ [MPa]			$\Delta\sigma_{fi}(x)$ [MPa]			$\sigma_{pi}(x)$ [MPa]		
			X [m]			X [m]			X [m]			X [m]		
			0	4.43	10.62	0	d	10.62	0	4.43	10.62	0	4.43	10.62
Bande 1	11	22	1244.10	1329.90	1209.95	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1140.11	1218.74	1108.82
		21	1241.68	1327.32	1207.61	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1137.70	1216.16	1106.47
Bande2	10	20	1239.27	1324.74	1205.26	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1135.28	1213.58	1104.13
		19	1236.86	1322.16	1202.91	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1132.87	1211.00	1101.78
Bande 3	9	18	1234.45	1319.58	1200.57	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1130.46	1208.42	1099.43
		17	1232.03	1317.00	1198.22	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1128.05	1205.85	1097.09
Bande 4	8	16	1229.62	1314.43	1195.87	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1125.64	1203.27	1094.74
		15	1227.21	1311.85	1193.53	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1123.22	1200.69	1092.40
Bande 5	7	14	1224.80	1309.27	1191.18	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1120.81	1198.11	1090.05
		13	1222.38	1306.69	1188.84	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1118.40	1195.53	1087.70
Bande 6	6	12	1219.97	1304.11	1186.49	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1115.99	1192.95	1085.36
		11	1217.56	1301.53	1184.14	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1113.57	1190.37	1083.01
Bande 7	5	10	1215.15	1298.95	1181.80	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1111.16	1187.79	1080.67
		9	1212.73	1296.37	1179.45	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1108.75	1185.22	1078.32
Bande 8	4	8	1210.32	1293.79	1177.10	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1106.34	1182.64	1075.97
		7	1207.91	1291.22	1174.76	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1103.92	1180.06	1073.63
Bande 9	3	6	1205.50	1288.64	1172.41	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1101.51	1177.48	1071.28
		5	1203.08	1286.06	1170.07	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1099.10	1174.90	1068.93
Bande 10	2	4	1200.67	1283.48	1167.72	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1096.69	1172.32	1066.59
		3	1198.26	1280.90	1165.37	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1094.27	1169.74	1064.24
Bande 11	1	2	1195.85	1278.32	1163.03	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1091.86	1167.16	1061.90
		1	1193.43	1275.74	1160.68	9.85	10.53	9.58	103.99	111.16	101.13	1089.45	1164.58	1059.55

Les pertes dues au fluage dans chaque abscisse dépendent de la contrainte dans le béton.

Elles sont les mêmes dans tous les câbles, parce que les pertes sont calculées avec la contrainte moyenne de tous les câbles

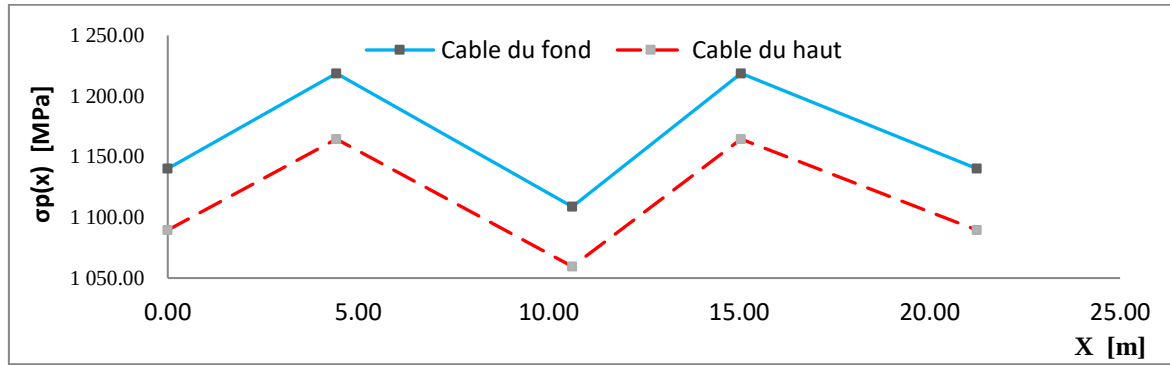


Figure 3.11 : Pertes au fluage dans le câble du fond et du haut

d- Calcul des pertes différées totales

C'est la somme de toutes les pertes différées précédentes « pertes dues au retrait, dues à la relaxation des aciers et au fluage »

Les pertes différées totales se calculent comme suit :

$$\Delta\sigma_{dif}(x) = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl}(x) + 5/6 \Delta\sigma_{prel}(x)$$

Le tableau (3.13) nous donne les pertes différées totales

Tableau 3.13: Pertes de tension différées totales.

Bandes	Profondeur Z (m)	N° de Câble	$\Delta\sigma_i(x)$ [MPa]			$\sigma_{pi}(x)$ [MPa]			$\Delta\sigma_i(x)$ [%]		
			X [m]			X [m]			X [m]		
			0	4.43	10.62	0	d	10.62	0	4.43	10.62
Bande 1	11	22	191.32	206.03	185.46	1052.78	1123.87	1024.49	25.6%	20.6%	27.6%
		21	191.11	205.80	185.26	1050.58	1121.52	1022.35	25.8%	20.8%	27.8%
Bande 2	10	20	190.89	205.57	185.05	1048.38	1119.17	1020.21	25.9%	20.9%	27.9%
		19	190.68	205.35	184.84	1046.18	1116.81	1018.07	26.1%	21.1%	28.1%
Bande 3	9	18	190.47	205.12	184.64	1043.98	1114.46	1015.93	26.3%	21.3%	28.2%
		17	190.26	204.89	184.43	1041.78	1112.11	1013.79	26.4%	21.4%	28.4%
Bande 4	8	16	190.05	204.67	184.23	1039.58	1109.76	1011.65	26.6%	21.6%	28.5%
		15	189.83	204.44	184.02	1037.38	1107.40	1009.51	26.7%	21.8%	28.7%
Bande 5	7	14	189.62	204.21	183.81	1035.17	1105.05	1007.37	26.9%	21.9%	28.8%
		13	189.41	203.99	183.61	1032.97	1102.70	1005.23	27.0%	22.1%	29.0%
Bande 6	6	12	189.20	203.76	183.40	1030.77	1100.35	1003.09	27.2%	22.3%	29.1%
		11	188.99	203.54	183.20	1028.57	1098.00	1000.95	27.3%	22.4%	29.3%
Bande 7	5	10	188.77	203.31	182.99	1026.37	1095.64	998.81	27.5%	22.6%	29.4%
		9	188.56	203.08	182.78	1024.17	1093.29	996.67	27.7%	22.8%	29.6%
Bande 8	4	8	188.35	202.86	182.58	1021.97	1090.94	994.53	27.8%	22.9%	29.8%
		7	188.14	202.63	182.37	1019.77	1088.59	992.39	28.0%	23.1%	29.9%
Bande 9	3	6	187.93	202.40	182.17	1017.57	1086.23	990.25	28.1%	23.3%	30.1%
		5	187.71	202.18	181.96	1015.37	1083.88	988.11	28.3%	23.4%	30.2%
Bande 10	2	4	187.50	201.95	181.75	1013.17	1081.53	985.97	28.4%	23.6%	30.4%
		3	187.29	201.72	181.55	1010.97	1079.18	983.83	28.6%	23.8%	30.5%
Bande 11	1	2	187.08	201.50	181.34	1008.77	1076.83	981.69	28.7%	23.9%	30.7%
		1	186.87	201.27	181.13	1006.57	1074.47	979.55	28.9%	24.1%	30.8%

Nous remarquons qu'après toutes les pertes instantanées et différées le pourcentage des pertes ne dépasse pas les 32% de la valeur de la contrainte à l'origine.

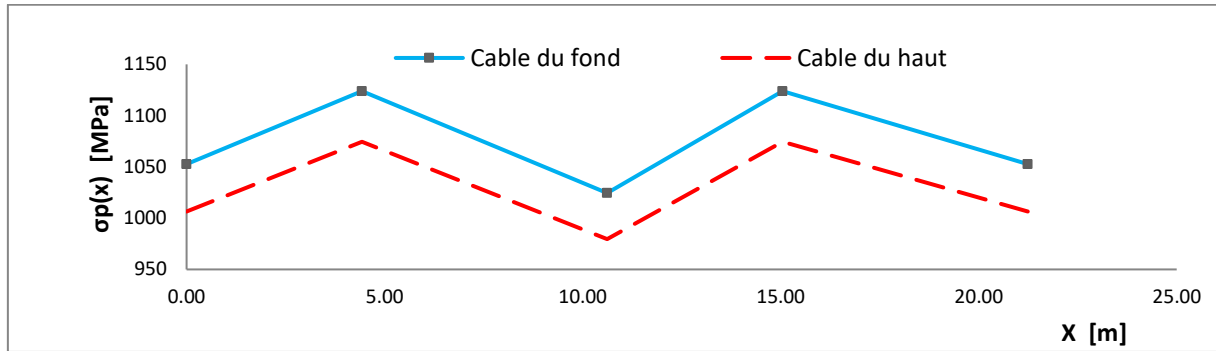


Figure 3.12 : Pertes différées totales dans le câble du fond et du haut.

3.8. Conclusion

Après l'étude de ce chapitre nous concluons ceci

Conformément au fascicule 74 l'excentricité des câbles est située dans la moitié extérieure de la paroi.

Toutes les contraintes au niveau de la fibre extérieure et intérieure sont vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles de départ.

La somme de toutes les pertes de tension ne dépassent guère les 32% par rapport à la contrainte d'origine tel que préconisée par le BPEL.

D'après les résultats obtenus, la bande du fond est la plus sollicitée lorsque le réservoir est plein précisément la fibre intérieure qu'il faut surveiller à la traction.

Chapitre 4 : Calcul hydrodynamique et vérification

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous exposons la méthodologie à suivre pour la vérification des contraintes d'un réservoir circulaire posé au sol. Nous nous intéressons particulièrement à la paroi du réservoir qui reprend les efforts de traction induits par la charge hydrostatique et hydrodynamique. Le calcul de la paroi du réservoir en hydrostatique est mené conformément aux règles du calcul des ouvrages en béton précontraint aux états limites (BPEL, 91) et des réservoirs (fascicule 74), tel que présenté dans le troisième chapitre. Par ailleurs, le calcul hydrodynamique fait appel à la méthode de Westergaard (H.M. Westergaard ; Water Pressures on Dams during Earthquakes, *Trans. ASCE*, Vol.98, 1933.), qui tient en compte l'effet du séisme.

4.2. Calcul des pressions hydrodynamiques

Beaucoup d'attention a été accordée à l'évaluation de la pression hydrodynamique induite par le séisme pour l'évaluation de la sécurité des structures hydrauliques, tels que les barrages rigides en béton, les barrages voûtes. Différentes méthodes ont été proposées pour prendre en compte ces pressions hydrodynamiques, nous citons la méthode formulée par Westergaard (1933). En pratique, cette formulation est largement utilisée en raison de sa simplicité. Il est à noter qu'elle a été conceptualisée en tenant compte des hypothèses suivantes :

- Fluide incompressible (une compressibilité de l'eau négligée) ;
- Parement vertical (fruit est nul) ;
- Structure rigide.

Cette méthode considère une forme parabolique pour la charge hydrodynamique agissant sur la paroi (figure 2.3).

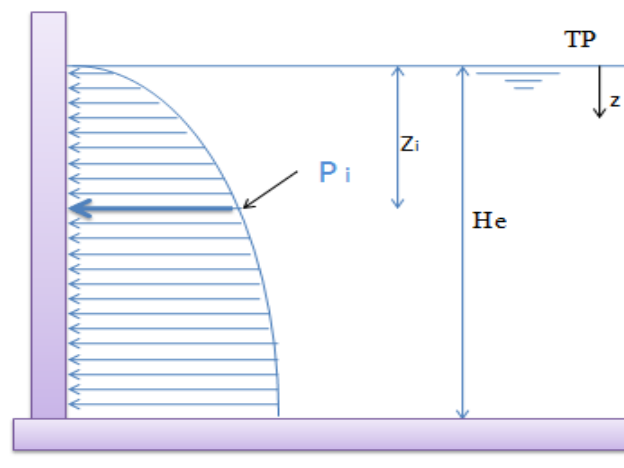


Figure 4.1 : Pressions hydrodynamiques agissant sur la paroi du réservoir.

4.2.1. Calcul de la pression moyenne (N/m²)

Chaque bande est soumise à une charge horizontale parabolique que nous admettons rectangulaire dans les calculs. Comme pour le calcul hydrostatique, la pression moyenne agissant sur chaque bande i est donnée par la relation (4.1) (figure 2.4) :

$$Q_i = \frac{P_i + P_{i+1}}{2} \quad (4.1)$$

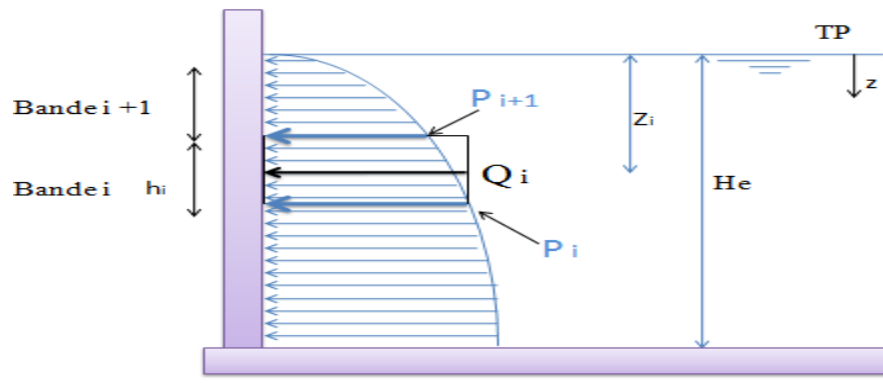


Figure 4.2 : Pression hydrodynamique agissant sur une bande quelconque i .

P_i , étant la pression hydrodynamique de WESTERGAARD au fond de la bande d'ordre i , donnée par l'équation (4.2) suivante

$$P_i = C_e \cdot \alpha \cdot \sigma_e \sqrt{H_e \cdot Z_i} \quad (4.2)$$

Où :

C_e : coefficient de Westergaard égal à 7/8 pour une structure rigide emprisonnant un fluide Incompressible ;

α : rapport de l'accélération par la force de pesanteur;

σ_e : la masse volumique de l'eau (Kg/m³) ;

H_e : la hauteur d'eau dans la cuve du réservoir (m) ;

Z_i : la profondeur du trop-plein au point de calcul de la pression hydrodynamique de la bande i (m).

C'est donc une formule qui a été développée à l'origine pour des ($C_e = 7/8$).

4.2.2. Calcul de la période fondamentale T du réservoir (s)

La valeur de la période fondamentale du réservoir peut être estimée à partir des formules empiriques, ou calculée par des méthodes analytiques. Les relations empiriques proposées par le (RPA, 99) sont applicables uniquement aux bâtiments. Dans le cas des réservoirs posés au sol, pouvant être assimilés de façon réaliste à un prisme de section transversale constante, nous utilisons la relation (4.3) suivante

$$T = 1.79 \cdot H_t^{2.5} \cdot \sqrt{\frac{P}{g \cdot E \cdot I}} \quad (4.3)$$

H_t : la hauteur totale de l'ouvrage (m) ;

P : le poids de l'ouvrage (KN/ml) ;

E : module d'élasticité du béton (KN/m²) ; E est donné par :

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (4.4)$$

I_x : moment d'inertie de la section transversale du réservoir (m⁴).

4.2.3. Calcul du paramètre α

Les règles parasismiques Algériens (RPA99/2003) adoptent un seul spectre de réponse, pour le calcul de l'action sismique. Ce spectre est formulé comme suit :

$$\alpha = \frac{a_m}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Figure 4.3 : Formules du rapport de l'accélération en fonction de T

Où :

A est le coefficient d'accélération de zone qui est en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage. Le RPA classe les réservoirs de stockage comme des ouvrages de groupe 1B tableau 4.1 :

Tableau 4.1 : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe D'usage	Zone sismique			
	Sismicité faible	IIa Sismicité moyenne	IIb Sismicité moyenne	III Sismicité élevée
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

η est un facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \gg 0,70 \quad (4.5)$$

Où ξ désigne le pourcentage d'amortissement critique. Sa valeur est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2).

Tableau 4.2 : Pourcentage d'amortissement critique ξ .

Remplissage	Portiques		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	B.A / maçonnerie
Léger	6	4	10

Le réservoir peut être à défaut assimilé à une structure en voile en béton précontraint. Aussi, nous considérons comme pourcentage d'amortissement critique $\xi=10\%$, conformément au tableau (4.2).

R représente le coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur unique est donnée par l'Eurocode 8. Notre ouvrage est considéré comme étant une console verticale, dans ce cas $R = 2$

Q est le facteur de qualité de la structure ; donné par la formule 4.6 :

$$Q = 1 + \sum Pq \quad (4.6)$$

Où **Pq** désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, conformément au tableau 2.3.

Pour un réservoir posé au sol, le facteur de qualité **Q** est pris égal à 1, car les six pénalités sont observées.

Tableau 4.3 : Pénalités observées P_q .

N°	Critère q	P _q	
		Observé	Non observé
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2	Redondance en plan	0	0.05
3	Régularité en plan	0	0.05
4	Régularité en élévation	0	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05
6	Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.05

T_1 , T_2 sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site S_i (s).

Tableau 4.4 : Périodes caractéristiques T_1 , T_2 .

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
	Site rocheux	Site ferme	Site meuble	Site très meuble
T_1 (s)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (s)	0.30	0.40	0.50	0.70

4.2.4. Calcul de la l'effort de traction dynamique (N/ml)

L'effort de traction dynamique est donné par la relation (4.7)

$$T_{\text{dyn}} = Q_i \times D_{\text{int}}/2 \quad (4.7)$$

D_{int} : diamètre intérieur (m) ;

Q_i : la pression moyenne hydrodynamique (N/m^2).

4.3. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'action qui définissent les actions et les combinaisons à prendre en compte pour la justification des ouvrages en béton précontraint destinés à retenir des liquides sont tirées du **fascicule 74**, comme suit :

Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons fondamentales :

$$C1 = 1,35 G + Pt + 1,5 (Q + \psi_0 T) + W' \text{ (et/ou } S_n) \quad (4.8)$$

$$C2 = 1,35 G + Pt + 1,5 W' + 1,3 (Q + \psi_0 T) \quad (4.9)$$

Ou :

G : ensemble des actions permanentes ;

Q : ensemble des actions variables qui représentent dans le cas du réservoir posé au sol les charges hydrostatiques ;

W : action du vent en ELS ;

W' : action du vent en ELU (1.2 fois W) ;

S_n : action de la neige ;

T : action de la température.

Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons accidentelles

$$C3 = G + Pt + Q + Fa + 0.6T \quad (4.10)$$

Où :

Fa : action accidentelle qui est représenté par les charges hydrodynamiques.

Vis-à-vis des états limites de service (ELS)

Combinaisons rares

$$C4 = G + Q + Pt + T \quad (4.11)$$

$$C5 = G + Pt + W \text{ (et/ou } S_n) + Q + 0.6T \quad (4.12)$$

Combinaisons fréquentes

$$C6 = G + Pt + Q + T \quad (4.13)$$

Combinaisons quasi-permanentes

$$C7 = G + Pt \quad (4.14)$$

4.4. Application à notre cas d'études

Pour l'application pratique du calcul déterministe par la méthode présentée, nous considérons un réservoir circulaire de stockage en béton précontraint, posé au sol, implanté dans une zone de forte sismicité (zone III). Le site d'implantation est de catégorie S3, autrement dit "site meuble". Le réservoir est classé dans le groupe d'usage 1B, considéré comme ouvrage de grande importance, c'est-à-dire des ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socioculturelle et économique certaine.

Pour notre cas nous négligeons l'effet de la température, la neige et le vent on tient compte que du séisme donc les combinaisons deviennent

$$C1 = 1,35 G + Pt + 1,5 Q \quad (4.15)$$

$$C2 = 1,35 G + Pt + 1,3 Q \quad (4.16)$$

$$C3 = G + Pt + Q + Fa \quad (4.17)$$

$$C4 = G + Q + Pt \quad (4.18)$$

$$C5 = G + Pt + Q \quad (4.19)$$

$$C6 = G + Pt + Q \quad (4.20)$$

$$C7 = G + Pt \quad (4.21)$$

Les calculs qu'on va faire seront balayer sur les quatre zones dont le degré de sismicité est variable, nous allons calculer les contraintes pour chaque fibre (fibre extérieure, fibre intérieure, fibre du câble) puis les vérifiées aux contraintes de (traction et de compression) admissibles dans la section d'enrobage et hors la section d'enrobage en fonction de la fibre, calculer à l'aide des formules (4.22), (4.23), (4.24), (4.25), (4.26) conformément au fascicule 74.

La contrainte maximale de compression du béton, calculée en section homogène avec la précontrainte P_t , est donnée par la formule 4.22

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (4.22)$$

Les contraintes de traction du béton calculées en section homogène donnée par ce qui suit :

- sous l'effet des combinaisons rares :

Dans la section d'enrobage

$$\bar{\sigma}_{bt} = f_{t28} \quad (4.23)$$

Hors section d'enrobage

$$\bar{\sigma}_{bt} = 1,10 \cdot \sigma \cdot f_{t28} \quad (4.24)$$

- sous l'effet des combinaisons fréquentes

Dans la section d'enrobage

$$\bar{\sigma}_{bt} = 0 \quad (4.25)$$

Hors la section d'enrobage

$$\bar{\sigma}_{bt} = 1,5 \cdot f_{t28} \quad (4.26)$$

Les contraintes de traction et de compression sont montrées dans le tableau (4.5)

Tableau 4.5 : Contraintes de traction et de compression.

	Contrainte de traction (Mpa)		Contrainte de compression (Mpa)	
	Rares	Fréquente	Rares	Fréquente
Hors section d'enrobage	-4.95	-4.05	21.00	
Dans la section d'enrobage	-2.70	0.00		

Tous les paramètres utilisés dans les calculs sont illustrés dans le tableau (4.6) :

Tableau 4.6 : Différents paramètres.

Désignations	Valeur	Unité
Coefficient de Westergaard C_e	0.88	/
Epaisseur de la paroi	0.30	m
Diamètre adopté D	24.00	m
Masse volumique de l'eau	10 000.00	N/m ³
Hauteur d'eau H_e	11.00	m
Hauteur totale de la paroi	13.00	m
Hauteur totale du réservoir H_t	17.30	m
L'accélération de la pesanteur g	9.81	m/s ²
Période de vibration T	0.00	s
Poids de l'ouvrage	6 655.74	N/ml
Module de déformation instantanée du béton E_{bij}	35 981.73	MPa
Moment d'inertie de la section du réservoir I_x	1 690.70	m ⁴
Pourcentage d'amortissement critique ξ	10.00	%
Facteur de correction d'amortissement η	0.76	/
Coefficient de comportement global R (structure en voile)	2.00	/
Facteur de qualité Q (pénalité observées)	1.00	/
Période caractéristique T_1 (site meuble)	0.15	s
Période caractéristique T_2 (site meuble)	0.50	s
Contrainte admissible de compression du béton (σ_{bc})	21.00	MPa

Pour les vérifications nous nous intéressons uniquement à la **zone III**

Coefficient d'accélération $A = 0.3$

Rapport : $a_m/g = 0.37$

Tableau 4.7 : Contraintes dans la fibre intérieure vis-à-vis la traction.

Fibre intérieure réservoir plein (traction)														
Combinaison 1			Combinaison 2			Combinaison 3			Combinaisons 4 ;5 ;6			Combinaison 7		
X [m]			X [m]			X [m]			X [m]			X [m]		
0	4.43	10.62	0	4.43	10.62	0.00	4.43	10.62	0.00	4.43	10.62	0.00	4.43	10.62
3.94	- 3.79	- 4.01	- 3.10	-2.95	-3.17	-3.25	-3.09	-3.32	-1.84	-1.69	-1.91	2.36	2.51	2.29
3.35	- 3.20	- 3.42	- 2.59	-2.44	-2.66	-2.79	-2.64	-2.86	-1.45	-1.30	-1.52	2.35	2.50	2.28
2.76	- 2.61	- 2.83	- 2.08	-1.93	-2.15	-2.33	-2.17	-2.39	-1.06	-0.91	-1.13	2.34	2.49	2.27
2.17	- 2.02	- 2.24	- 1.57	-1.42	-1.64	-1.86	-1.71	-1.93	-0.67	-0.52	-0.74	2.33	2.48	2.26
1.58	- 1.43	- 1.65	- 1.06	-0.91	-1.13	-1.39	-1.24	-1.45	-0.28	-0.13	-0.35	2.32	2.47	2.25
0.99	- 0.84	- 1.06	- 0.55	-0.40	-0.62	-0.91	-0.76	-0.97	0.11	0.26	0.04	2.31	2.46	2.24
0.40	- 0.25	- 0.47	- 0.04	0.11	-0.11	-0.43	-0.27	-0.49	0.50	0.65	0.43	2.30	2.45	2.23
0.19	0.34	0.13	0.47	0.62	0.41	0.07	0.23	0.01	0.89	1.04	0.83	2.29	2.44	2.23
0.78	0.93	0.72	0.98	1.13	0.92	0.59	0.75	0.53	1.28	1.43	1.22	2.28	2.43	2.22
1.37	1.52	1.31	1.49	1.64	1.43	1.14	1.29	1.08	1.67	1.82	1.61	2.27	2.42	2.21
1.96	2.11	1.90	2.00	2.15	1.94	1.84	1.99	1.78	2.06	2.21	2.00	2.26	2.41	2.20

Nous remarquons qu'après le calcul des contraintes de traction au niveau de la fibre intérieure dans le cas où le réservoir est plein (cas le plus défavorable), toutes les contraintes sont vérifiées et elles augmentent en fonction de la profondeur d'eau dans le réservoir ; plus la profondeur est grande plus les contraintes sont importantes (figure 4.4).

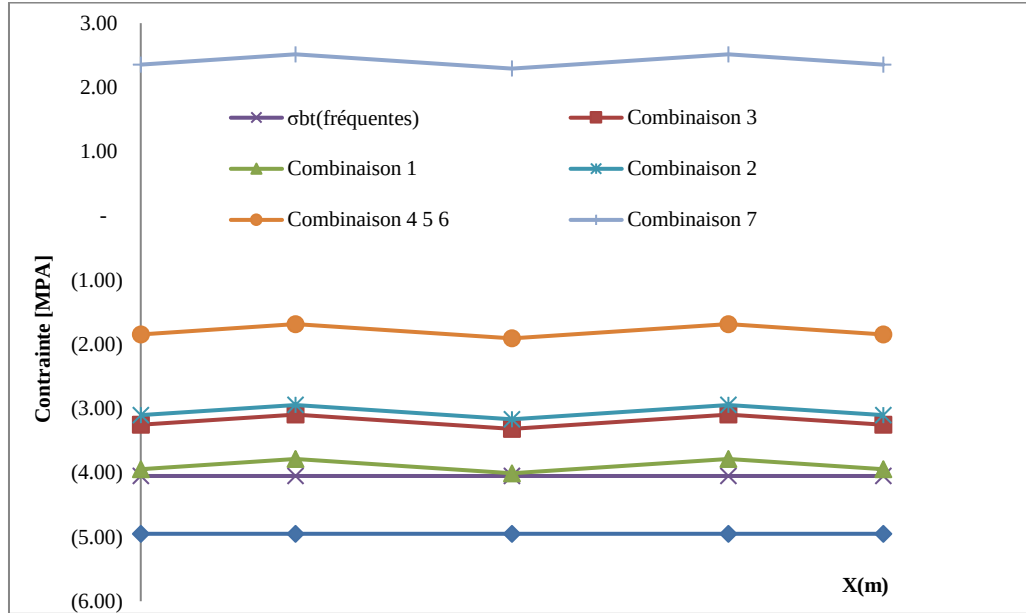


Figure 4.4 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous combinaisons.

Les contraintes de compression dans la fibre extérieure sont illustrées dans le tableau 4.8 :

Tableau 4.8 : Contraintes dans la fibre extérieure vis-à-vis la compression.

Fibre extérieure réservoir vide (compression)					
Combinaison 1 ; 2 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7			Combinaison 3		
X [m]			X [m]		
0	4.43	10.62	0	4.43	10.62
12.37	13.20	12.04	10.96	11.79	10.63
12.32	13.15	11.99	10.98	11.81	10.64
12.26	13.09	11.93	11.00	11.82	10.67
12.21	13.04	11.88	11.02	11.85	10.69
12.16	12.98	11.83	11.05	11.87	10.73
12.11	12.93	11.78	11.09	11.91	10.76
12.06	12.87	11.73	11.14	11.95	10.81
12.01	12.82	11.68	11.19	12.00	10.87
11.95	12.76	11.63	11.27	12.08	10.95
11.90	12.70	11.58	11.38	12.18	11.06
11.85	12.65	11.53	11.63	12.43	11.31

Après le calcul de toutes les contraintes à l'aide de sept combinaisons dans la fibre extérieure cas où le réservoir est vide, toutes les contraintes sont vérifiées vis-à-vis la contraintes limite de compression, et elles sont importantes dans la bande du fond.

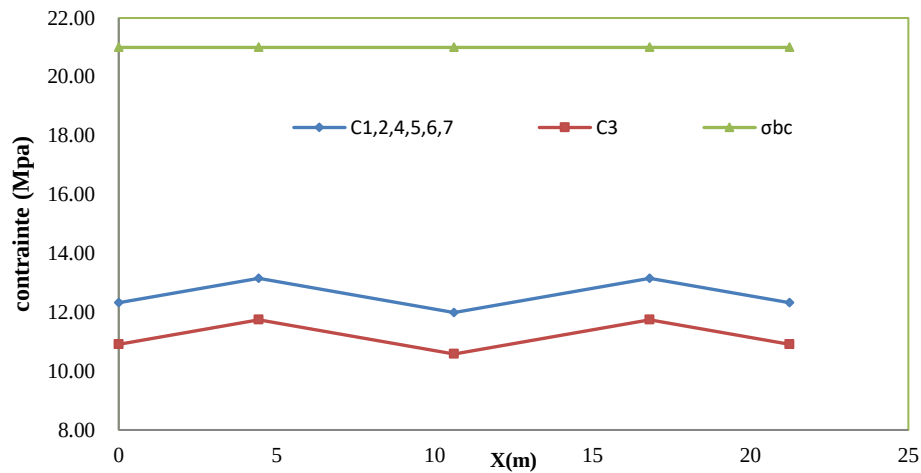


Figure 4.5 : Contraintes de compression dans la fibre extérieure.

Les contraintes de compression dans la fibre du câble sont représentées dans le tableau 4.9

Tableau 4.9 : contraintes dans la fibre du câble vis-à-vis la compression

Fibre du câble réservoir vide (compression)					
Combinaison 1;2;4;5;6;7			Combinaison 3		
X [m]			X [m]		
0	4.43	10.62	0	4.43	10.62
8.50	9.07	8.27	7.09	7.66	6.86
8.46	9.03	8.23	7.12	7.69	6.89
8.43	8.99	8.20	7.16	7.73	6.93
8.39	8.96	8.16	7.20	7.77	6.97
8.35	8.92	8.13	7.25	7.81	7.02
8.32	8.88	8.10	7.30	7.86	7.08
8.28	8.84	8.06	7.36	7.92	7.14
8.25	8.80	8.03	7.44	7.99	7.21
8.21	8.77	7.99	7.53	8.08	7.31
8.18	8.73	7.96	7.65	8.20	7.43
8.14	8.69	7.92	7.92	8.47	7.70

Dans ce cas de figure (la fibre du câble) les contraintes de compression calculées à chaque bande, elles sont de même vérifiées et elles sont moins importantes comparés à celles de la fibre extérieure, cela est due à l'excentricité du câble.

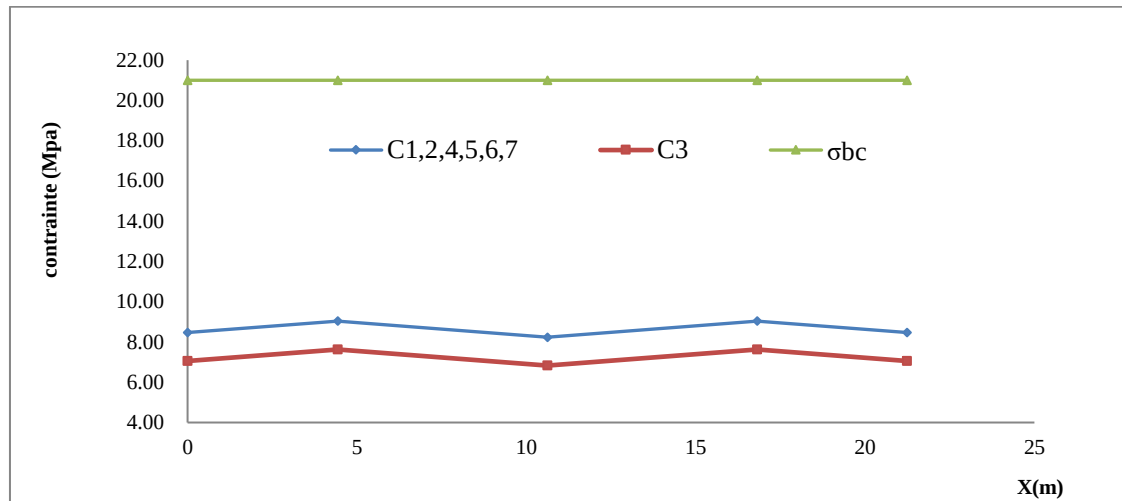


Figure 4.6 : Contraintes de compression dans la fibre du câble.

4.5. Conclusion

Les résultats de calcul des contraintes obtenus dans les différentes bandes sur les trois fibres : intérieure, extérieure et la fibre du câble ; confirment les résultats trouvés dans le chapitre précédent, que dans le cas du réservoir plein la fibre intérieure à mi- travée dans la bande du fond est la plus dangereuse sous la première et la troisième combinaison.

Nous allons mener dans le chapitre suivant, une étude de fiabilité au niveau de cette section avec la combinaison accidentelle (combinaison 3) afin de la surveiller.

Chapitre 5 : Analyse fiabiliste

5.1. Introduction

La sécurité pour les usagers de l'ouvrage de génie civil est un enjeu principal pour l'ingénieur. Ce dernier doit s'assurer que les aléas sont maîtrisés, en d'autres termes, que le risque est limité à une valeur acceptable. En général, la défaillance globale d'un ouvrage en génie civil est rare, sauf lors de désastres naturels majeurs (séisme, tsunami, inondations...Etc.) Où d'erreurs humaines manifestes. Cette vision de la sécurité est liée au caractère exceptionnel de la défaillance globale où locale d'un ouvrage.

L'étude déterministe du réservoir en béton précontraint menée au troisième chapitre a montré la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis les différentes actions qui le sollicite. L'analyse fiabiliste nous fournira plus d'informations sur la probabilité de défaillance de l'ouvrage vu qu'elle prend en considération le caractère aléatoire de certaines variables.

Pour cela, nous consacrons ce chapitre à une étude fiabiliste du réservoir sous l'action du séisme, en se basant sur la méthode de Monté Carlo. Nous procédons premièrement à la définition du modèle de calcul déterministe puis la fonction d'état limite à étudier (l'état limite à la traction). Nous considérons comme variables aléatoires la résistance du béton à 28 jours f_{c28} et l'accélération sismique A . Ensuite, nous effectuons une étude statistique pour définir les lois de distribution qui s'ajustent au mieux à ces variables aléatoires. Enfin nous évaluons la probabilité de défaillance de cette structure à l'état limite de traction pour les différentes zones envisageables. Le logiciel Excel[®] est utilisé pour la génération des variables aléatoires ainsi que le Visual Basic pour l'établissement des macros.

5.2. Approche probabiliste et variable aléatoire

5.2.1. Approche probabiliste

L'approche probabiliste est une branche des mathématiques qui définit les concepts et les outils fondamentaux adaptés à la modélisation des phénomènes aléatoires, qui élabore une méthode étendue de modèles (lois) adaptés aux diverses situations concrètes à représenter.

Dans l'ingénierie, l'approche probabiliste désigne l'utilisation d'un raisonnement probabiliste dans la résolution d'un problème purement déterministe. En partant de ce problème déterministe, nous associons judicieusement une loi de probabilité à la variable aléatoire, et en suivant une méthode fiabiliste, nous aurons une solution au problème traité.

Cette approche son but est d'évaluer la probabilité de défaillance P_f de la structure en connaissant un (ou plusieurs) critères d'état limite de la structure, ainsi que la variabilité de ses paramètres qui interviennent dans ce critère. La probabilité de défaillance est définie comme le

dépassement de la probabilité que ce critère soit mis en cause. La structure est finalement considérée comme sûre si cette probabilité de défaillance est inférieure à une valeur référence appelée probabilité de défaillance admissible :

$$P_f = P(R-S) \leq P_{f_{adm}} \quad (5.1)$$

R : résistance de la structure.

S : sollicitation appliquée.

$P_{f_{adm}}$: probabilité de défaillance admissible.

P_f : probabilité de défaillance.

5.2.2. Fonction d'état limite

Dans une méthode fiabiliste, on associe à chaque mode de défaillance une fonction d'état limite $G_i(\{X\})$ qui définit le comportement de la structure, tel que :

$$G_i(\{x\}) = R_i(\{x\}) - S_i(\{x\}) \quad (5.2)$$

Avec :

$\{x\}$: vecteur aléatoire de la variable.

R_i : résistance de la structure vis-à-vis d'une mode de ruine considéré.

S_i : sollicitation agissante.

G_i : fonction d'état limite telle que :

$G_i(\{x\}) = 0$ correspond à l'état limite.

$G_i(\{x\}) > 0$ correspond au domaine de sécurité.

$G_i(\{x\}) < 0$ correspond au domaine de ruine.

- **Etat limite de la contrainte de traction dans le béton**

La fonction d'état limite considérée dans notre cas d'étude, correspond au mode de défaillance du réservoir par perte de résistance à la traction de sa paroi. Elle est donnée comme suit :

$$G\{x\} = \sigma_{bt} - \sigma_{max} \quad (5.3)$$

σ_{bt} est la contrainte de traction admissible du béton donnée par le fascicule 74 :

$$\sigma_{bt} = 1,1 \cdot \sigma_{ft28} \quad (5.4)$$

σ_{max} étant la contrainte maximale sollicitant.

5.2.3. Variable aléatoire

Une variable aléatoire est une grandeur (nombre réel, numéro d'ordre) ou « modalité » dont la valeur dépend (varie en fonction) du résultat d'une épreuve en probabilités. Définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leur valeur. Une première distinction sépare les variables aléatoires quantitatives, dont les valeurs sont des grandeurs, nombres réels, nombres complexes ou vecteurs le plus souvent, et les variables aléatoires qualitatives, dont les valeurs sont des modalités. La différence fondamentale est que l'on peut effectuer sur les premières des opérations mathématiques, des additions notamment (ce qui permet de définir l'espérance mathématique ou la moyenne...etc.), et que par contre on ne peut pas dépasser le stade descriptif pour les secondes.

a- Caractéristiques d'une variable aléatoire

- **Moyenne**

La moyenne est le quotient de la somme de toutes les valeurs n_i d'une série par l'effectif total N donnée par :

$$m = \frac{\sum n_i}{N} \quad (5.5)$$

- **Espérance mathématique $E(x)$**

Principal indicateur numérique de tendance centrale attaché à une variable aléatoire réelle. Sa signification concrète est celle d'une moyenne des valeurs prises, pondérée par les probabilités. Elle joue un rôle important, associé à la variance ou à l'écart-type, dans de nombreux théorèmes et de nombreuses formules. Soit X une variable aléatoire discrète, l'espérance mathématique de X , notée $E(X)$, est la somme pondérée des valeurs du domaine de X , les poids étant égaux, par définition, aux probabilités des valeurs correspondantes. Ainsi, si on note $\{x_i\}$ cet ensemble de valeurs, nous avons, par définition (Carlton et al, 2014) :

$$E(X) = \sum_i x_i P(X = x_i) \quad (5.6)$$

- **Coefficient de variation C_v**

Le coefficient de variation est défini comme le rapport entre l'écart-type et l'Espérance mathématique, donné par :

$$C_v = \frac{\sigma(x)}{E(x)} \quad (5.7)$$

- **Variance**

En théorie des probabilités, la variance est une mesure servant à caractériser la dispersion d'un échantillon ou d'une distribution. Elle indique de quelle manière la variable aléatoire se disperse autour de sa moyenne. Elle est définie comme l'espérance du carré de la distance de X à sa moyenne m (Carlton et al, 2014) :

$$\text{Var}(x) = E [(x-m)^2] \quad (5.8)$$

- **Ecart type $\sigma(x)$**

L'écart-type est défini comme la racine carrée de la variance. Que l'on soit en probabilités ou en statistique, la dimension métrologique de la variance est le carré de la dimension de la variable, et il faut prendre sa racine carrée pour retrouver une valeur interprétable concrètement, donnée par :

$$\sigma(x) = \sqrt{\text{Var}(x)} \quad (5.9)$$

- **Médiane Me**

Indicateur de tendance centrale attaché à une variable aléatoire réelle. La médiane est la (ou une des ...) valeurs qui partage la distribution en probabilités ou la série des valeurs en statistique en deux parties de même probabilité (0,5) ou de même effectif (50 % de l'effectif total). Elle se note le plus souvent M ou Me. L'information qu'elle fournit peut-être complétée par les quartiles, les déciles, etc.

- **Fonction de densité f(x)**

C'est une fonction réelle positive continue f associée à toute variable aléatoire réelle absolument continue X. Elle fournit par intégration les probabilités d'intervalle :

$$P(a \leq x \leq b) = \int_a^b f(t) dt \quad (5.10)$$

On notera que la contrainte que la probabilité totale soit égale à 1 s'exprime par l'intégrale de la fonction densité :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1 \quad (5.11)$$

- **Fonction de répartition F(x)**

La fonction de répartition d'une variable aléatoire F(x) représente le cumul des probabilités individuelles. La probabilité pour que la variable aléatoire X prenne une valeur inférieure à x

est la fonction $F(x)$, que l'on appelle fonction de répartition, elle est donnée par l'équation suivante :

$$P(X < x) = F(x) \quad (5.12)$$

5.2.4. Identification des variables aléatoires

Dans notre cas, l'enjeu est de préciser les paramètres incertains pouvant jouer un rôle significatif sur la stabilité du réservoir, appelés « variables aléatoires », et de quantifier leur variabilité. Nous nous intéressons dans notre étude à deux variables :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours f_{c28} (MPa)
- Coefficient d'accélération du sol A (m/s^2).

Les paramètres qui interviennent dans le calcul de la stabilité d'un réservoir posé au sol sous l'effet du séisme sont représentés dans le tableau (5.1)

Tableau 5.1 : Identification des variables intervenant dans le calcul de la stabilité

Variables	Unité	Observation
Effort hydrostatique T_s	N/ml	Déterministe
Effort de précontrainte P_t	N	Déterministe
Excentricité e	mm	Déterministe
Section de la bande	m^2	Déterministe
Coefficient d'accélération du sol A	m/s^2	Aléatoire
Résistance du béton à 28j	Mpa	Aléatoire

5.2.5. Génération des variables aléatoires

Afin de générer des variables aléatoires selon des lois de probabilité qui les ajustent au mieux, nous avons mené une étude statistique pour chacune des variables.

➤ Génération des valeurs théoriques

Pour générer les valeurs théoriques pour chaque loi de probabilité ; on procédera sur Microsoft Excel en suivant les étapes ci-dessous

- Commande sur Excel → données → Utilitaire d'analyse → génération de nombres aléatoires figure (5.1)

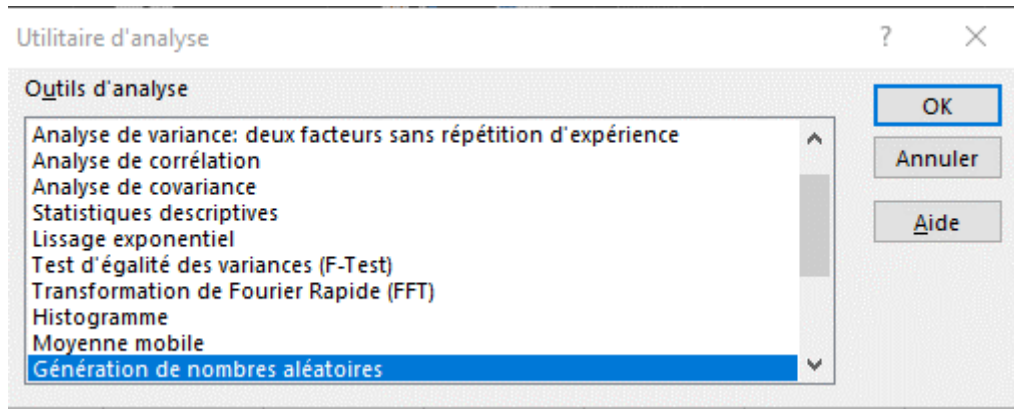


Figure 5.1 : Génération des nombres aléatoires sur Excel (1)

Dans cette étape, on choisira le type de la distribution et le nombre de valeurs à générer et on introduit pour chaque loi ses paramètres ; comme le montre la figure 5.2



Figure 5.2 : Génération des nombres aléatoires sur Excel (2)

A. Résistance à la compression du béton a 28 jours f_{c28}

Pour l'analyse de la variable aléatoire f_{c28} , nous avons récupéré un échantillon de 51 valeurs (tableau 5.2), auprès de COSIDER (entreprise du secteur du bâtiment et travaux publics, sise à Oued Aissi dans la wilaya de Tizi-Ouzou).

Tableau 5.2 : Echantillon réel des valeurs de f_{c28} .

f_{c28} [MPa]					
29.00	30.00	22.42	33.13	28.30	33.73
30.00	30.00	28.32	32.98	28.15	33.67
29.50	27.50	28.48	33.73	28.25	33.65
29.25	29.00	28.50	33.67	33.02	33.77
28.80	28.50	28.40	33.65	33.50	33.73
29.00	28.00	28.40	33.77	33.60	33.61
28.75	29.50	28.30	33.73	33.32	33.88
28.60	30.00	28.15	33.61	33.13	33.58
32.98	33.28	33.43			

➤ Analyse statistique de l'échantillon de données

Cette étape a comme objectif de déterminer les valeurs des différents paramètres statistiques qui décrivent notre échantillon. Elle est réalisée avec l'option « statistiques descriptives » à partir de « utilitaire d'analyse » comme le montre la figure 5.3. Les résultats sont présentés dans le tableau 5.3

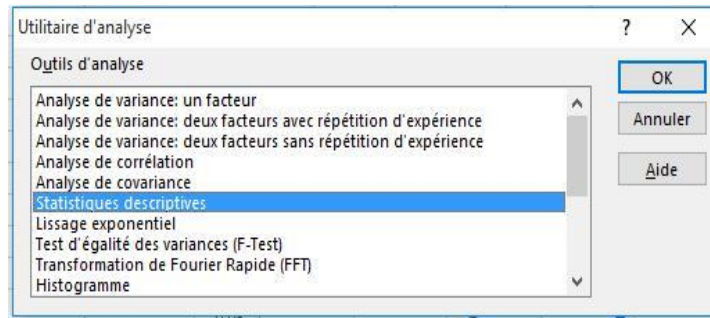


Figure 5.3 : Paramètres statistiques d'un échantillon sur Microsoft Excel

Tableau 5.3 : Analyse statistique de l'échantillon réel de fc28.

Caractères	Valeurs	Caractères	Valeurs
Moyenne	30.06	Maximum	33.88
Médiane	29.00	Minimum	22.42
Mode	30.00	Etendu	11.46
Ecart type	2.58	Nb de valeurs	51.00
Coefficient de variation Cv	0.09		

Ces paramètres seront utilisés ensuite pour générer des échantillons théoriques.

➤ Génération de l'échantillon théorique

Dans cette étape, nous procédons à la génération de l'échantillon théorique de mêmes tailles que l'échantillon initial, et cela s'effectuera en utilisant les paramètres statistiques déterminés précédemment. Deux lois de probabilités différentes (normale, log-normale) sont générées à raison 51 valeurs pour chaque loi. Pour ce faire, nous avons procédé comme suit :

➤ Détermination des paramètres de chaque loi de probabilité

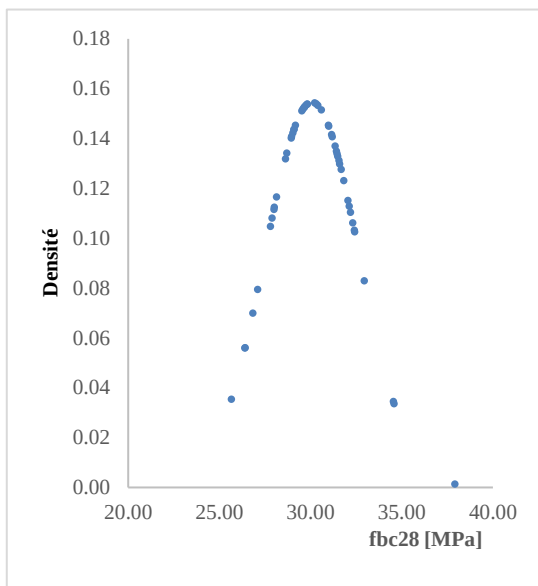
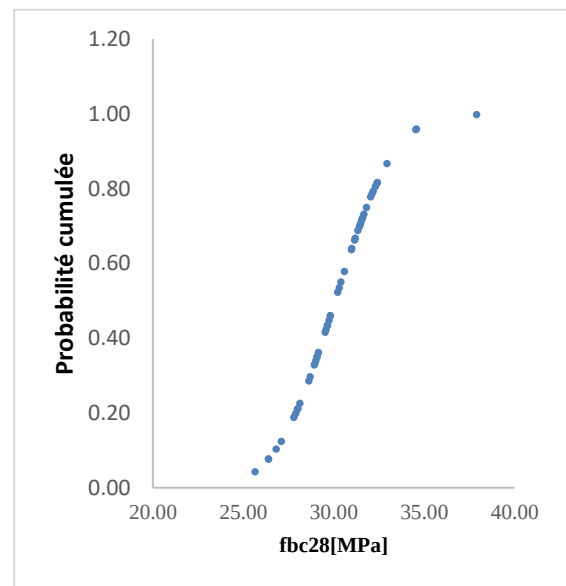
• Loi normale

La loi normale est définie par ces caractéristiques qui sont donnés dans le tableau 5.4 :

Tableau 5.4 : Paramètres de la loi normale

Paramètres de la loi normale			
Paramètres	Valeurs	Paramètres	Valeurs
Espérance $E(x)$	30.06	Maximum	37.90
Ecart-type $\sigma(x)$	2.58	Minimum	25.64
CV	0.09	Nb valeurs	51.00

Les graphes de la fonction de densité et la fonction de répartition de probabilité de la loi normale qui sont adaptées pour la distribution de la variable aléatoire fc_{28} sont montrés sur les figures 5.4 et 5.5

Figure 5.4 : Fonction de densité de fc_{28} .Figure 5.5 : Fonction de répartition de fc_{28} .

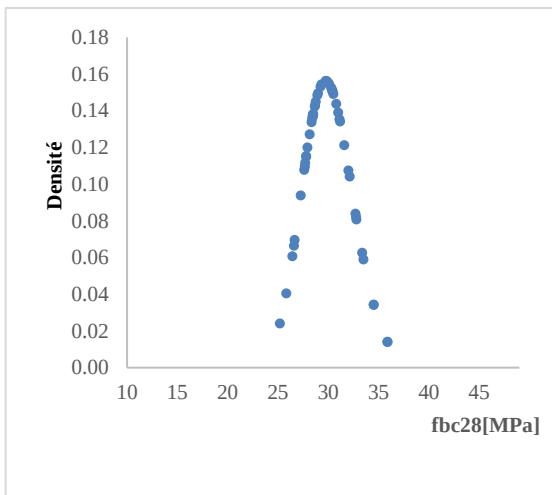
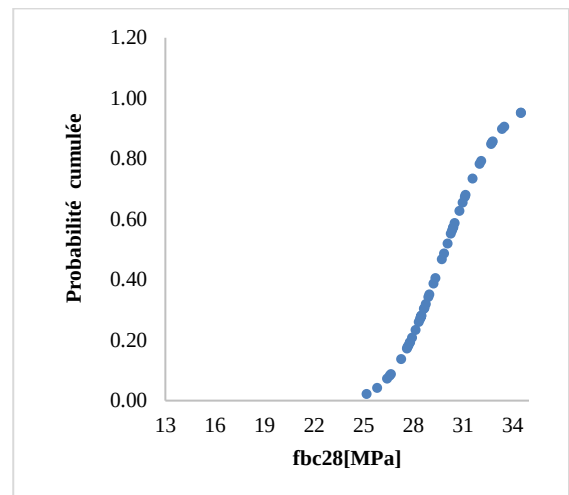
- **Loi log-normale**

La loi log-normal est définie en tant qu'une variable aléatoire continue dont le logarithme népérien suit une distribution suivant la loi normale. Elle a comme caractéristiques : l'espérance et l'écart type de $\ln(x)$, comme le montre le tableau 5.5 :

Tableau 5.5 : Paramètres de la loi log-normale

Paramètres de la loi log-normale	
Paramètres	Valeurs
L'espérance μ	3.40
L'écart-type ε	0.086
CV	0.025
Maximum	35.90
Minimum	25.19
Nb de valeurs	51.00

Les graphes de la fonction de densité et la fonction de répartition de probabilité de la loi normale qui sont adaptées pour la distribution de la variable aléatoire fc_{28} sont montrés sur les figures 5.6 et 5.7

Figure 5.6 : Fonction de densité de fc_{28} .Figure 5.7 : Fonction de répartition de fc_{28}

A la fin de ces deux étapes on aura généré, deux échantillons théoriques avec deux lois de probabilités différentes (normal, log-normale) de 51 valeurs pour chacune d'elles, les valeurs sont montrées dans le tableau 5.6 :

Tableau 5.6 : Extrait des valeurs théoriques générées f_{c28}

Loi normale	Loi log-normale
25.64	28.92
29.64	28.65
31.59	32.12
29.15	30.28
31.80	29.74
31.66	28.50
31.14	32.81
32.38	28.76

➤ Répartition des échantillons en classes

Après l'obtention des échantillons théoriques, les échantillons seront répartis dans des classes égales, comme suit tableau 5.7

Tableau 5.7 : Répartition de l'échantillon théorique et l'échantillon réel dans des classes

Classes (MPa)	22-26	26-30	30-34	34-38	Somme
Echantillon réel	1.00	30.00	20.00	0.00	51.00
Loi normale	1.00	24.00	23.00	3.00	51.00
Loi log-normale	2.00	27.00	18.00	4.00	51.00

➤ Test de khi 2

La méthode consiste à comparer les effectifs de l'échantillon réel et la distribution de la loi de probabilité servant de modèle théorique. Pour cela, après avoir découpé l'intervalle d'observation en k classes, on construit un indice χ^2 mesurant l'écart constaté entre les effectifs réels et les effectifs théoriques tableau 5.6. Les résultats de ce calcul sont montrés dans le tableau 5.8

Tableau 5.8 : Valeurs de khi2 pour chaque loi de distribution

Valeurs de khi2	
Lois de probabilités	χ^2
Loi normale	4.89
Loi log-normale	5.06

➤ Détermination de khi 2 critique

Chaque valeur de khi 2 calculée sera comparée à une valeur critique $\chi^2(\alpha, v)$, dont α désigne le seuil de signification (ou la p-value) tandis que v désigne le nombre de degré de liberté évalué en utilisant la relation 5.12

$$v = k - 1 \quad (5.13)$$

Ou :

k : nombre de classes, $k=4$

v : nombre de degré de liberté qui est égale à $v = k - 1 = 3$

Et pour la détermination de khi 2 critique il est nécessaire de fixer un seuil de signification dont la valeur de 5% est souvent choisie par défaut. Le khi 2 critique sera déterminé à l'aide de la table de khi 2 donnée par le tableau 5.9.

Tableau 5.9 : Valeurs de khi2 critique

DDL \ P	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
1	1.6424	2.7055	3.8415	5.4119	6.6349
2	3.2189	4.6052	5.9915	7.824	9.2103
3	4.6416	6.2514	7.8147	9.8374	11.3449
4	5.9885	7.7794	9.4877	11.6678	13.2767
5	7.2893	9.2364	11.0705	13.3882	15.0863

Pour notre cas la valeur critique de khi 2 : $\chi^2(\alpha, v) = 7.8164$

Les résultats du test d'ajustement donnés dans le tableau 5.10 montrent que la loi normale et la log-normale peuvent être adaptées. Toutefois, adoptons la valeur de Khi2 est plus proche de khi2 critique pour la loi log-normale, ce qui justifie notre choix pour cette dernière.

Tableau 5.10 : résultats de test de khi 2

Valeurs de khi2			Valeurs de khi2 critique
Lois de probabilités	χ^2	Observations	7.8164
Loi normale	4.89	Accepté	
Loi log-normale	5.06	Accepté	

La variable aléatoire F_{c28} est générée pour 30000 valeurs. Ce nombre a été fixé en consultant les travaux précédents (Haddad et Sellam, 2017), l'extrait de ces valeurs est donné dans le tableau 5.11.

Tableau 5.11 : Extrait de valeurs générées f_{c28}

f_{bc28} [MPa]						
37.30	39.60	36.17	42.60	38.88	44.85	35.20
42.25	34.20	45.28	43.37	45.11	40.41	40.29
40.55	37.02	38.38	37.81	36.56	44.29	41.63
42.33	33.74	37.79	38.57	38.21	37.61	48.31
42.55	39.30	40.99	39.45	46.68	38.09	35.90
44.24	46.67	36.94	35.86	36.72	36.00	37.90
42.94	41.28	42.90	44.85	45.29	46.58	44.31
36.50	39.40	43.66	46.45	45.84	44.73	44.69
38.68	46.03	43.37	43.78	40.81	39.68	44.68
39.68	42.00	34.62	41.19	40.30	37.30	38.79
43.04	40.30	37.26	44.97	35.82	48.07	36.95

B. Coefficient d'accélération de zone A

Les valeurs caractéristiques du coefficient d'accélération de zone A donnée par (RPA2003), pour chaque zone sont utilisées pour générer cette variable aléatoire.

Les valeurs moyennes « mu » du coefficient sont déduites à partir de l'Eurocode, compte tenu de l'équation (5.13)

$$\mu = f_k + 1.64\sigma \quad (5.13)$$

f_k : valeur caractéristique de l'accélération

σ : écart type

Les résultats sont illustrés dans le tableau (5.12) pour un coefficient de variation Cv qui varie de 0.2 à 0.25, avec un pas de 0.01.

Tableau 5.12 : Paramètres utiles pour la génération.

Zone	Valeur caractéristique de A	Amoy					
		CV					
		0.20	0.21	0.22	0.23	0.24	0.25
I	0.04	0.060	0.061	0.063	0.064	0.066	0.068
	0.08	0.119	0.122	0.125	0.128	0.132	0.136
	0.12	0.179	0.183	0.188	0.193	0.198	0.203
IIa	0.15	0.223	0.229	0.235	0.241	0.247	0.254
	0.18	0.268	0.275	0.282	0.289	0.297	0.305
	0.20	0.298	0.305	0.313	0.321	0.330	0.339
IIb	0.22	0.327	0.336	0.344	0.353	0.363	0.373
	0.24	0.357	0.366	0.375	0.385	0.396	0.407
	0.25	0.372	0.381	0.391	0.401	0.412	0.424
III	0.27	0.402	0.412	0.422	0.434	0.445	0.458
	0.29	0.432	0.442	0.454	0.466	0.478	0.492
	0.30	0.446	0.458	0.469	0.482	0.495	0.508

Pour la génération de cette, variable aléatoire, nous avons adopté la loi normale conformément à la littérature (Haddad et Sellam). Le nombre de valeurs générées étant fixé à 30000. Un extrait de ces 30000 valeurs est donné dans le tableau 5.13

Tableau 5.13 : Extrait de valeurs générées du coefficient d'accélération A

A moy									
0.34	0.99	0.72	0.55	0.64	0.43	0.45	0.78	0.49	0.69
0.44	0.53	0.30	0.83	0.45	0.49	0.44	0.34	0.27	0.97
0.78	0.60	0.59	0.75	0.68	0.33	0.73	0.60	0.64	0.30
0.85	0.48	0.85	0.68	0.74	0.24	0.43	0.41	0.56	1.09
0.85	0.69	0.61	0.27	0.53	0.75	0.70	0.24	0.69	0.83
0.82	0.75	0.69	0.54	0.69	0.55	0.58	0.65	0.80	0.75
0.66	0.47	0.56	0.86	0.72	0.54	0.73	0.42	0.80	0.81
0.01	0.72	0.53	0.76	0.21	0.64	0.63	0.83	0.55	0.62
0.66	0.34	0.68	1.16	0.63	0.63	0.48	0.87	0.55	0.56
0.62	0.48	0.65	0.72	0.67	0.67	0.19	0.76	0.72	0.76

Les graphes de la fonction de densité et la fonction de répartition de probabilité de la loi normale adoptée pour adaptées pour la variable aléatoire (A) sont montrés sur les figures 5.8 et 5.9

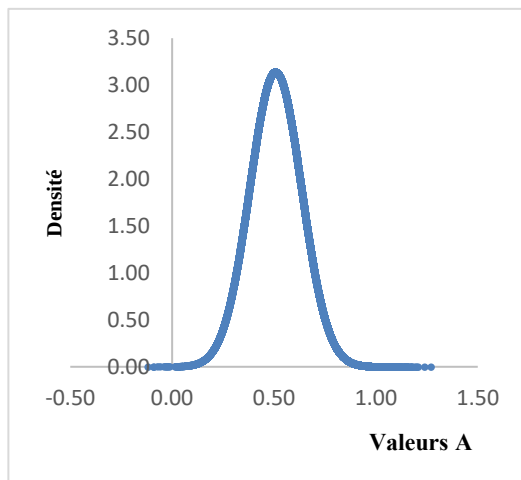


Figure 5.8 : Fonctions de densité de A

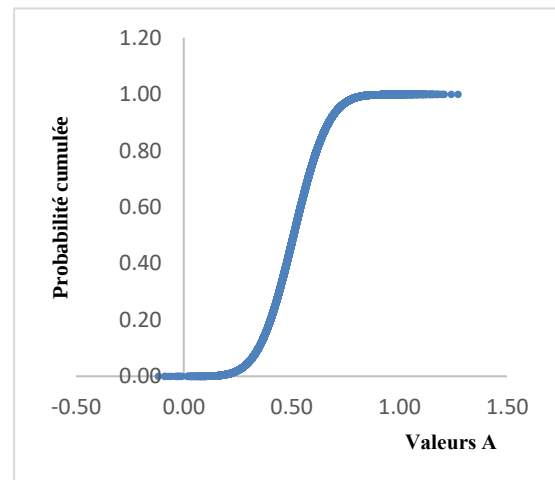


Figure 5.9 : Fonctions de répartition de A.

➤ Mise en place d'un algorithme de calcul

A l'aide de langage de programmation Visual Basic (VB) ; une macro est affectée sur le logiciel Microsoft Excel pour calculer la probabilité de défaillance. Le programme est fait comme suit

```

Sub MonteCarlo()
'
' fiabilite Macro
'
' Touche de raccourci du clavier: Ctrl+f
'

I = Sheets("Monte Carlo").Cells(1, "E")
For j = 11 To 11 + I - 1
  Sheets("Données").Cells(33, "B") = Sheets("Monte Carlo").Cells(j, "A")
  Sheets("Zone I").Cells(2, "B") = Sheets("Monte Carlo").Cells(j, "B")
  Sheets("Monte Carlo").Cells(j, "C") = Abs(Sheets("Zone I").Cells(26, "I"))
Next j
'
End Sub

```

5.3. Calcul de la probabilité de défaillance

La probabilité de défaillance P_f est définie comme étant la probabilité d'avoir une valeur négative d'une réalisation de la fonction d'état $G_i(\{x\})$.

La fonction I_{di} est une fonction d'indicateur identifiant le domaine de défaillance, comme le montre la relation (5.14)

$$I_{di} = \begin{cases} 1 & \text{si } G(x) < 0 \\ 0 & \text{si } G(x) \geq 0 \end{cases} \quad (5.14)$$

La probabilité de défaillance est donnée par la méthode de simulation de Monte Carlo Par la formule (5.15), en fonction du nombre total de tirages.

$$p_f = \frac{\sum_{i=1}^{N_t} I_{di}}{N_t} \quad (5.15)$$

Ou

N_t : nombre de tirage total

L'organigramme présenté ci-après (figure 5.10) illustre les étapes de calcul de la probabilité de défaillance P_f , par la méthode de simulation de Monté Carlo (Haddad et Sellam, 2017)

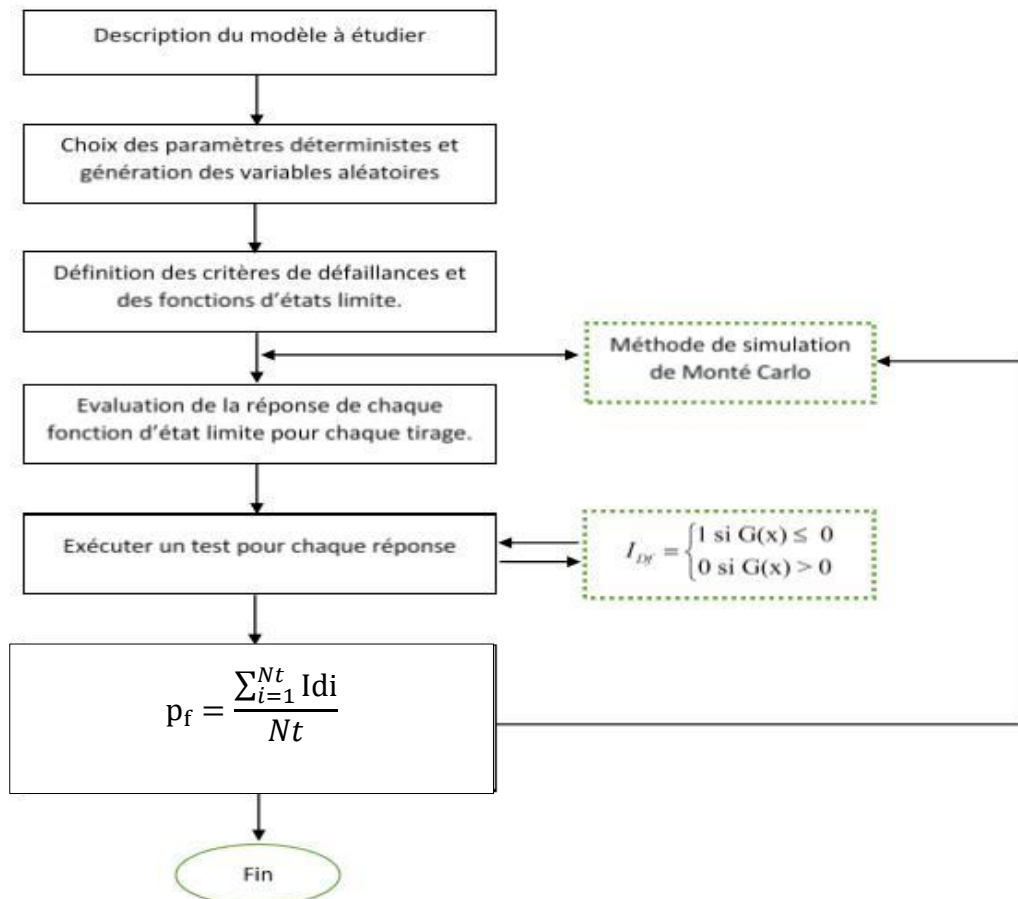


Figure 5.10 : Organigramme de la méthode de Monte Carlo.

5.3.1. Probabilité de défaillance

Le calcul de la fonction G pour la vérification de la contrainte de traction selon le test binaire (0 si $\sigma_{bt} < \sigma_{\max}$, 1 si $\sigma_{bt} > \sigma_{\max}$) pour chaque variable aléatoire tirée, est sur le tableau 5.14.

Tableau 5.14 : Extrait des calculs de la probabilité de défaillance.

fc ₂₈	A moy	$\sigma_{\max}$	Cont adm de traction	Identifiant
43.47	0.86	3.64	5.88	0
37.87	0.48	3.61	5.27	0
47.00	0.21	3.66	6.27	0
37.26	0.49	3.74	5.20	0
37.36	0.35	3.84	5.21	0
17.14	0.70	3.93	2.99	1
43.78	0.60	3.69	5.92	0
45.52	0.37	4.11	6.11	0
43.24	0.59	4.03	5.86	0
34.59	0.43	3.77	4.90	0

Le calcul de la probabilité de défaillance à l'état limite de traction en fonction des différentes zones sismiques et coefficients de variation est illustré dans le tableau 5.15 et la figure 5.11

Tableau 5.15 : Probabilité de défaillance en fonction de A pour chaque CV.

Zone	Valeur caractéristique de A	Pf					
		CV					
		0.20	0.21	0.22	0.23	0.24	0.25
I	0.04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
	0.08	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
	0.12	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
IIa	0.15	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
	0.18	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05
	0.20	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05
IIb	0.22	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05
	0.24	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	6.67E-05	1.33E-04
	0.25	3.33E-05	3.33E-05	3.33E-05	1.00E-04	1.67E-04	2.67E-04
III	0.27	6.67E-05	3.33E-05	2.00E-04	2.33E-04	6.00E-04	1.10E-03
	0.29	1.67E-04	4.00E-04	8.67E-04	1.00E-03	2.17E-03	4.00E-03
	0.30	4.00E-04	7.67E-04	1.33E-03	2.50E-03	4.17E-03	7.60E-03

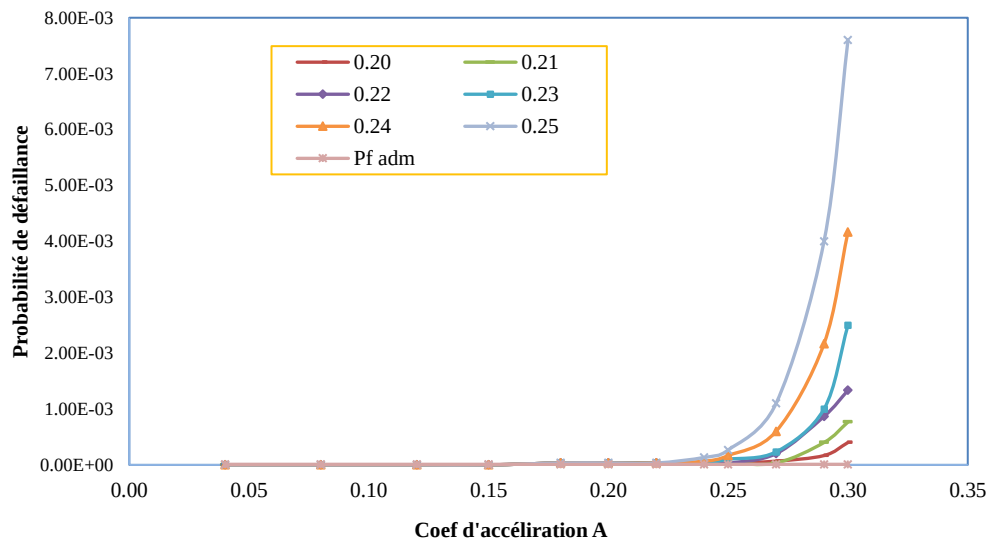


Figure 5.11 : Probabilité de défaillance en fonction de A pour chaque CV.

Les probabilités de défaillance admissible sont données par l'Eurocode 8 en fonction des classes de conséquences (tableau 5.16) et l'indice de fiabilité β (tableau 5.17)

Tableau 5.16 : Classes de conséquences.

Classe de conséquences	Description	Exemples de bâtiments et de travaux de génie civil
CC3	Conséquence élevée en termes de perte de vie humaine, <i>ou</i> conséquences économiques, sociales ou d'environnement très importantes	Tribunes, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient élevées (par exemple salle de concert)
CC2	Conséquence moyenne en termes de perte de vie humaine, conséquences économiques, sociales ou d'environnement considérables	Bâtiments résidentiels et de bureaux, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient moyennes (par exemple bâtiment de bureaux)
CC1	Conséquence faible en termes de perte de vie humaine, et conséquences économiques, sociales ou d'environnement faibles ou négligeables	Bâtiments agricoles normalement inoccupés (par exemple, bâtiments de stockage), serres

Tableau 5.17 : Valeurs minimales de β en fonction de la classe de conséquences.

Classe de fiabilité	Valeurs minimales pour β	
	Durée de référence 1 an	Durée de référence 50 ans
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

L'indice de fiabilité β est donné en fonction la probabilité de défaillance par la relation 5.16

Avec :

$$\beta = \Phi^{-1}(Pf) \quad (5.16)$$

Où Φ est la fonction de répartition normale centrée réduite et Φ^{-1} sa fonction inverse.

Le tableau 5.18 illustre les valeurs admissibles de P_f , données par l'Eurocode :

Tableau 5.18 : Relation entre β et P_f

β	1.28	2.33	3.09	3.72	4.26	4.75	5.20
P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}

Notre réservoir en béton précontraint est classé dans la classe de conséquence 2 : (CC2), car si la ruine de l'ouvrage aura lieu ; les pertes en termes de vie humaine économique sociale et d'environnement sont considérables. Cela nous ramène à prendre une valeur de 4.7 pour l'indice de fiabilité β , pour une durée de référence égale à un an

5.4. Conclusion

Les résultats présentés dans le tableau (5.14) et illustrés par la figure (5.6) montrent que dans la zone de faible sismicité (zone I), la probabilité de défaillance est inférieure à la valeur limite admise ($P_f < 10^{-6}$) pour une durée de référence égale à 1 an.

Pour la zone de moyenne sismicité (zone IIa), la probabilité de défaillance est inférieure à la limite admissible lorsque le coefficient d'accélération A prend la valeur de 0,15

Dans ces deux cas précédents, le réservoir se trouve dans le domaine de sécurité, donc aucun risque de ruine ne se présente. Et pour les autres valeurs du coefficient d'accélération A de la zone IIa (0,18 et 0,21), la zone IIb et la zone III, l'ouvrage est dans le domaine de ruine.

Conclusion générale

Pour l'étude d'une paroi d'un réservoir en béton précontraint posé au sol, deux méthodes ont été utilisées dans le cadre de ce projet de fin d'étude, une méthode déterministe et une méthode fiabiliste.

La méthode déterministe

L'analyse classique de l'ingénieur civil nous a permis de mettre en évidence les différents paramètres influents sur la stabilité des bandes de la paroi, notamment l'excentricité (e), la résistance à la compression du béton à 28 jours (f_{c28}), la nature, le diamètre et le nombre de câbles.

Les résultats ont montré que la bande du fond est la plus dangereuse sous les sollicitations de traction dans la fibre intérieure lorsque le réservoir est plein, surtout sous la première et la troisième combinaison d'action.

La méthode fiabiliste

Puisque l'ouvrage est sensible, en se basant sur la simulation de Monte Carlo, nous avons considéré deux grandes incertitudes réelles, le coefficient d'accélération sismique (A) et la résistance du béton à la compression (f_{c28}), les autres paramètres qui interviennent dans les calculs sont déterministes. Un essai est fait sur l'échantillon réel pour adopter une loi de probabilité dans le but de générer un échantillon théorique, afin de calculer la probabilité de défaillance en faisant varier le coefficient de variation.

Les résultats ont montré que l'ouvrage est stable uniquement s'il est implanté dans une zone de faible sismicité, dans le cas contraire l'ouvrage risque de s'effondrer sous l'effort du séisme.

L'analyse fiabiliste effectuée a mis en évidence des faces cachées que les méthodes déterministes ne peuvent montrer.

Références bibliographiques

Amazouz.L, « Analyse mécano-fiabiliste d'un réservoir posé au sol en béton armé vis-à-vis de l'aléa corrosion », thèse de master 2018, Université de Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

BAEL 99, « règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ».

BPEL 91 « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites », 1991.

Seguel abdellah, Keddou madjid « Calcul d'un réservoir circulaire en béton précontraint posé au sol de capacité 5000m³ » thèse de master 2015, Université de Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

Site internet, www.cromcorp.com

DTR, règles parasismiques algériennes (RPA 99 - addenda 2003), CGS, Alger, juin 2003.

EUROCODE 8 Norme européenne Eurocodes structuraux bases de calcul des structures.

Fascicule 74 Du C.C.T.G, « Construction des réservoirs et châteaux d'eau en béton armé, en béton précontraint ou en maçonnerie et des ouvrages annexes-fasc. Spécial n°83 14sexties ou journal officiel », 1998.

Guerrin A, Lavaur R.C., « Traité de béton armé tome 6, réservoirs, châteaux d'eau et piscines ».

Hammoum. Hocine, « Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des réservoirs en béton armé- Développement de méthodes d'aide à l'expertise », Thèse de doctorat et science, UMMTO, 2012.

Sellam et Haddad, « Analyse mécano-fiabiliste d'un réservoir surélevé soumis à l'action du vent », thèse de master 2017, Université de Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

Thonier H, « le béton précontraint aux états-limites en conformité avec le BPEL 91, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées », 1986.

Zidane et Yahia, « Calcul des coefficients partiels de sécurité par l'approche semi probabiliste (Application au cas d'un réservoir en béton armé posé au sol) » thèse de master 2019, Université de Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.