DIMENSIONNEMENT STRUCTUREL D'UN CHÂTEAU D'EAU À CUVE TRONCONIQUE DE 5000 M³ PAR SIMULATION NUMÉRIQUE : CAS DU PROJET DE L'INJS D'ABIDJAN MARCORY.

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR 2iE AVEC GRADE DE **MASTER**

SPÉCIALITÉ Génie Civil – Bâtiment et Travaux Publics

Présenté et soutenu publiquement le [15 juillet 2026] par

KARAMOKO Bamba Fatim (n° 20240314)

Directeur de mémoire : Pr Adamah MESSAN, Enseignant-Chercheur, Institut 2iE

Maître de stage : Dr Ibrahima BAKAYOKO, Ingénieur Génie Civil - Directeur Activ' Polytec

Structure d'accueil du stage : Activ' Polytec

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr. Abdou LAWANE GANA

Membres : Dr. Nafissatou SAVADOGO

Dr. Seick Omar SORE

Promotion 2025-2026

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire à

mon père, pour son soutien indéfectible, ses sacrifices et sa confiance, qu'il n'a cessé de placer en moi ;

ma mère, qui a toujours été mon premier repère. Son amour, sa patience et ses prières ont guidé chacun de mes pas ;

mes frères et sœurs, compagnons de route et complices de toujours, pour leur encouragement constant ;

la mémoire de DIANE Ibrahim, ami cher dont le souvenir nous accompagne. Il aurait été fier de voir ce travail aboutir ;

toutes celles et ceux qui par un geste, un mot ou une pensée ont contribué à la réalisation de ce travail.

CITATIONS

« La racine du travail est parfois amère, mais la saveur de ses fruits est toujours exquise. »

Victor HUGO

REMERCIEMENTS

Au terme de ce stage réalisé dans le cadre de l'obtention du diplôme d'ingénieur, nous tenons à remercier celles et ceux qui ont rendu ce chemin possible car ce travail est le reflet de plusieurs mains tendues et de regards bienveillants.

- Nos remerciements vont en premier lieu à la Direction Générale de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour la qualité de la formation reçue, ainsi que l'ensemble du corps enseignant et du personnel administratif pour leur accompagnement tout au long de cette formation.
- Nous exprimons notre sincère gratitude au Professeur Adamah MESSAN, directeur de ce mémoire et encadrant interne dont la disponibilité, les conseils avisés et la rigueur scientifique ont permis de mener cette étude à son terme.
- Nous remercions chaleureusement l'ensemble du personnel d'Activ' Polytec pour l'esprit de collaboration et de convivialité qui y règne.
- À notre maître de stage, Docteur Ibrahima BAKAYOKO, nous adressons nos vives reconnaissances, pour nous avoir accueillis au sein de son cabinet. Sa disponibilité, ses précieux conseils et la qualité de ses orientations techniques nous ont été d'un apport considérable.
- Nous tenons à remercier particulièrement Monsieur N'GORAN Martial, responsable technique au sein du cabinet Activ' Polytec pour ses observations toujours pertinentes et son accompagnement constant tout au long de ce stage.
- Une pensée amicale va à nos camarades de promotion pour les moments de travail et d'entraide partagées.

RÉSUMÉ

La présente étude porte sur le dimensionnement structurel d'un château d'eau à cuve tronconique de 5 000 m³ en béton armé. Ce projet financé par la Banque Ouest Africaine de Développement (BOAD) et conduit par l'Office National de l'Eau Potable (ONEP), s'inscrit dans le cadre de renforcement de l'alimentation en eau potable du sud d'Abidjan.

La forme tronconique est généralement recommandée pour des capacités de l'ordre de 1000 m³, son application à un volume de 5000 m3 constitue un défi structurel notable justifiant le recours à la simulation numérique par la méthode des éléments finis sous Robot Structural Analysis comme approche de dimensionnement. Le modèle tridimensionnel développé intègre l'ensemble des éléments structuraux : fût cylindrique, cuve tronconique, coupoles, cheminée, ceintures supérieures et ceintures d'appui. Le calcul du ferraillage a été effectué conformément au BAEL 91 révisé 99 et aux règles du Fascicule 74.

Les vérifications de stabilité d'ensemble ont confirmé une sécurité largement suffisante, avec des coefficients de sécurité au renversement et au glissement respectivement de 29,34 et 27,83, tous deux très supérieurs au seuil réglementaire de 1,5. Le ferraillage retenu pour les éléments porteurs comprend notamment 36 HA25 (espacement 10 cm) pour la ceinture supérieure, des HA40 (espacement 10 cm) pour la ceinture d'appuis, 4 HA25/ml pour la cuve tronconique et 7 HA32 pour la coupole de fond, dimensionnés conformément au BAEL 91 révisé 99 et au Fascicule 74.

L'analyse géotechnique, appuyée sur les résultats de la campagne de reconnaissance du LBTP, a mis en évidence des tassements prévisibles de 12,90 à 15,50 cm pour une fondation superficielle de type radier, très supérieurs à la limite réglementaire de 50 mm fixée par la NF P 94-261, conduisant au rejet de cette solution. La fondation profonde retenue repose sur 41 pieux forés à la boue bentonitique de diamètre Ø1000mm, répartis en trois anneaux concentriques et ancrés à 41 m de profondeur dans une couche d'argile grisâtre très raide, chaque pieu offrant une capacité portante admissible de 5 919 kN pour un tassement de service de 7,11 mm, très inférieur au tassement admissible de 25 mm. Le dimensionnement a été mené conformément à la norme NF P 94-262. L'analyse des impacts environnementaux et sociaux a conclu à des effets maîtrisables et le coût global des travaux a été estimé à **2 172 167 010** FCFA TTC.

Mots-clés :

1-Château d'eau tronconique

2-Simulation numérique par éléments finis

3-Dimensionnement structurel

4-Béton armé

5- Fondation profonde sur pieux

ABSTRACT

This study focuses on the structural design of a 5,000 m³ tronconical reinforced concrete water tower. This project, financed by the West African Development Bank (WADB) and operated by the National Office of Potable Water (ONEP), is part of the effort to strengthen potable water supply in southern Abidjan.

The tronconical shape is generally recommended for storage capacities around 1,000 m³; its application to a 5,000 m³ volume represents a significant structural challenge, justifying the use of numerical simulation through the finite element method using Robot Structural Analysis as the design approach. The three-dimensional model developed incorporates all structural elements: cylindrical shaft, tronconical tank, domes, chimney, upper ring beams and support ring beams. Reinforcement calculations were carried out in accordance with BAEL 91 revised 99 and Fascicule 74 regulations.

Overall stability checks confirmed largely sufficient safety, with overturning and sliding safety factors of 29.34 and 27.83 respectively, both well above the regulatory threshold of 1.5. The reinforcement selected for the load-bearing elements includes 36 HA25 bars (10 cm spacing) for the upper ring beam, HA40 bars (10 cm spacing) for the support ring beam, 4 HA25/ml for the tronconical tank, and 7 HA32 for the bottom dome, all designed in accordance with BAEL 91 revised 99 and Fascicule 74.

Geotechnical analysis, supported by the results of the LBTP site investigation, revealed estimated settlements of 12.90 to 15.50 cm for a shallow raft foundation, far exceeding the regulatory limit of 50 mm set by NF P 94-261, leading to the rejection of this solution. The deep foundation selected consists of 41 bored piles with bentonite slurry, diameter Ø1000 mm, arranged in three concentric rings and anchored at 41 m depth in a very stiff gray clay layer, each pile offering an allowable bearing capacity of 5,919 kN for a service settlement of 7.11 mm, well below the allowable settlement of 25 mm. Design was carried out in accordance with NF P 94-262. Environmental and social impact analysis concluded that effects are manageable, and the overall project cost was estimated at 2,172,167,010 FCFA TTC.

Keywords:

1-Tronconical water tower

2-Finite element numerical simulation

3-Structural design

4-Reinforced concrete

5-Deep pile foundation

LISTE DES ABRÉVIATIONS

2iE	:	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
AEP	:	Alimentation en Eau Potable
AFGC	:	Association Française de Génie Civil
ANDE	:	Agence Nationale De l'Environnement (Côte d'Ivoire)
APD	:	Avant-Projet Détaillé
APS	:	Avant-Projet Sommaire
BAD	:	Banque Africaine de Développement
BAEL	:	Béton Armé aux États Limites
BCEAO	:	Banque Centrale des États de l'Afrique de l'Ouest
BOAD	:	Banque Ouest Africaine de Développement
BTP	:	Bâtiment et Travaux Publics
CCTG	:	Cahier des Clauses Techniques Générales
COMB	:	Combinaison d'actions (ex. COMB1, COMB5)
DQE	:	Devis Quantitatif et Estimatif
DTU	:	Document Technique Unifié
EC2	:	Eurocode 2 (NF EN 1992-1-1)
EIES	:	Étude d'Impact Environnemental et Social
ELS	:	États Limites de Service
ELU	:	États Limites Ultimes
EPI	:	Équipements de Protection Individuelle
ESTP	:	École Spéciale des Travaux Publics, du Bâtiment et de l'Industrie de Paris
FCFA	:	Franc de la Communauté Financière Africaine
HA	:	Haute Adhérence
HSE	:	Hygiène, Sécurité et Environnement

HT	:	Hors Taxes
INJS	:	Institut National de la Jeunesse et des Sports
LBTP	:	Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics
Max	:	Maximum
MEF	:	Méthode des Éléments Finis
Min	:	Minimum
MINEES	:	Ministère de l'Environnement et du Développement Durable
MPa	:	Méga Pascal
Mst	:	Moment stabilisant
NF	:	Norme Française
NV 65	:	Neige et Vent 65
ODD	:	Objectif de Développement Durable
ONEP	:	Office National de l'Eau Potable
PGES	:	Plan de Gestion Environnementale et Sociale
POE	:	Politique Opérationnelle d'Évaluation Environnementale
PPSPS	:	Plan Particulier de Sécurité et de Protection de la Santé
SODEXAM	:	Société d'Exploitation et de Développement Aéroportuaire, Aéronautique et Météorologique
TDR	:	Termes De Référence
TN	:	Terrain Naturel
TTC	:	Toutes Taxes Comprises
TVA	:	Taxe sur la Valeur Ajoutée
UTM	:	Universal Transverse Mercator (système de coordonnées)
WGS 84	:	World Geodetic System 1984 (référentiel géodésique)

UNITÉS ET SYMBOLES

Nxx	: Effort normal (Direction de X)
Nyy	: Effort normal (Direction de Y)
Mxx	: Moment fléchissant (Direction de X)
Myy	: Moment fléchissant (Direction de Y)
Qxx	: Effort tranchant (Direction de X)
Qyy	: Effort tranchant (Direction de Y)
σb	: Contrainte dans le béton
σadm	: Contrainte admissible
fc28	: Résistance caractéristique du béton à 28 jours (MPa)
ft28	: Résistance à la traction du béton à 28 jours (MPa)
fe	: Limite d'élasticité de l'acier (MPa)
fbu	: Contrainte de calcul du béton à l'ELU (MPa)
Es	: Module d'élasticité de l'acier (MPa)
Eij	: Module d'élasticité instantané du béton (MPa)
N	**:** Effort normal
V	**:** Effort tranchant
kN	**:** Kilonewton
M	**:** Moment fléchissant
kN.m/m	Kilonewton mètre par mètre
(kN/m²)	**:** Kilonewton par mètre carré
m	Mètre
cm	Centimètre
e	: Épaisseur de paroi (m ou cm)
D	: Diamètre (m)
h	: Hauteur (m)
d	: Hauteur utile de la section (m)
R	: Rayon (m)
f	: Flèche de la coupole (m)
Ast	: Section d'armatures de traction (cm²/ml)
Asr	: Section d'armatures de répartition (cm²/ml)
As	: Section d'armatures (cm²)
ρmin	: Pourcentage minimal d'armatures (%)

FSrenv : Coefficient de sécurité au renversement
FSgliss : Coefficient de sécurité au glissement
Mst : Moment stabilisant (kN.m)
Mr : Moment de renversement (kN.m)
μ : Coefficient de frottement à l'interface béton/sol
Fz : Effort vertical de compression sur le radier (kN)
Fx : Effort horizontal à la base (kN)
Ql : Charge limite totale d'un pieu (kN)
Qp : Résistance de pointe du pieu (kN)
Qs : Résistance par frottement latéral (kN)
Pl* : Pression limite nette pressiométrique (kPa)
EM : Module pressiométrique de Ménard (kPa)
kv : Raideur verticale du pieu (kN/m)
σbc : Contrainte de compression dans le béton (MPa)
σst : Contrainte de traction dans les armatures (MPa)
σs : Contrainte dans l'acier (MPa)
γb : Coefficient partiel de sécurité du béton
γs : Coefficient partiel de sécurité de l'acier
η : Coefficient de fissuration
q10 : Pression dynamique de base du vent (daN/m²)
cf : Coefficient de forme
G : Charges permanentes (kN)
Q : Charges variables (kN)
W : Action du vent (kN)
δadm : Déplacement admissible (cm)

SOMMAIRE

DÉDICACE i
CITATIONS ii
REMERCIEMENTS iii
RÉSUMÉ iv
ABSTRACT v
LISTE DES ABRÉVIATIONS vi
UNITÉS ET SYMBOLES viii
SOMMAIRE x
LISTE DES TABLEAUX xi
LISTE DES FIGURES xiii
INTRODUCTION GÉNÉRALE 1
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ÉTUDE 3
I. Présentation de la structure d'accueil 3
II. Présentation du projet 5
CHAPITRE II : GÉNÉRALITÉ SUR LES CHÂTEAUX D'EAU 8
I. Définition et classifications des châteaux d'eau 8
II. Outils et démarche méthodologique 9
CHAPITRE III : ÉTUDE STRUCTURELLE DU CHÂTEAU D'EAU D E 5000 M³ 24
I. Présentation du modèle numérique 24
II. Résultats de l'analyse statique 29
III. Vérification de la stabilité d'ensemble 48
IV. Ferraillage de l'ouvrage 50
CHAPITRE IV : NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL ET ESTIMATION FINANCIÈRE 60
I. Analyse d'impact environnemental et social 60
II. Proposition financière 66
CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVE 68
BIBLIOGRAPHIE 70
ANNEXE i

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Formule de prédimensionnement de la superstructure selon la méthode de Fonlladosa 11
Tableau 2 : Caractéristique des matériaux 13
Tableau 3 : Contrainte limite de traction de l'acier en fissuration très préjudiciable 14
Tableau 4 : Contrainte de traction dans l'acier en fonction du diamètre de l'acier 14
Tableau 5 : Pourcentage minimal d'acier en fonction du diamètre du pieu 21
Tableau 6 : Configuration pour la vérification de la stabilité 22
Tableau 7 : Combinaison d'action pour la vérification de la stabilité 22
Tableau 8 : Récapitulatif du prédimensionnement de la superstructure 24
Tableau 9 : Caractéristique du maillage 25
Tableau 10 : Cas de charges élémentaires 27
Tableau 11 : Paramètre de l'action du vent 28
Tableau 12 : Combinaison d'actions 29
Tableau 13 : déplacements maximaux par Zone 31
Tableau 14 : vérification du déplacement admissible 31
Tableau 15 : Contrainte principale dans la cuve 32
Tableau 16 : Contrainte principale dans le fût 34
Tableau 17 : Contrainte dans la cheminée 35
Tableau 18 : Sollicitations dans le fût 37
Tableau 19: sollicitations dans la cuve tronconique 39
Tableau 20 : sollicitations dans la coupole supérieure 40
Tableau 21 : Sollicitations dans la coupole de fond 41
Tableau 22 : Sollicitations dans la cheminée 42
Tableau 23 : programme de reconnaissance géotechnique 42
Tableau 24 : Contrainte transmises au sol par le radier 44
Tableau 25 : Tassement d'un pieu 46
Tableau 26 : disposition retenue pour la répartition des pieux 47
Tableau 27 : Contrainte admissible dans le béton des pieux 47
Tableau 28 : réaction globale à la base de l'ouvrage 49
Tableau 29 : Tableau récapitulatif des composantes de la coupole 51
Tableau 30 : Tableau récapitulatif des composantes de la ceinture supérieur 52
Tableau 31 : Tableau récapitulatif des composantes de la cuve 53
Tableau 32 : caractéristiques géométriques et mécaniques de la cheminée : 54

Tableau 33 : Caractéristique de la coupole de fond 55
Tableau 34 : Caractéristique de la ceinture d'appuis 56
Tableau 35: Caractéristique du fût 57
Tableau 36 : récapitulatif du ferraillage du château et des pieux 58
Tableau 37 : Cadre juridique applicable au projet 60
Tableau 38 : Acteurs institutionnels du projet 61
Tableau 39 : critère d'évaluation de l'importance des impacts 62
Tableau 40 : caractéristique principale du projet 62
Tableau 41 : Source d'impact en phase de construction 62
Tableau 42 : Source d'impact en phase d'exploitation 63
Tableau 43 : Matrice d'identification des impacts 63
Tableau 44 : Tableau récapitulatif du DQE 66
Tableau 45 : Contrainte dans la cuve pour épaisseur 50cm iv
Tableau 46 : Contrainte du fût pour épaisseur 55 cm v
Tableau 47 : Coordonnée des points de sondage ix
Tableau 48 : Modèle géologique du terrain ix
Tableau 49 : Caractérisation des impacts identifier xii
Tableau 50 : Bilan synthétique des impacts xiii
Tableau 51 : mesures d'atténuation xv
Tableau 52 : Mesure pour la phase d'exploitation xvi
Tableau 53 : programme de surveillance environnementale xvi
Tableau 54 : Programme de suivi environnemental xvii

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Organigramme du cabinet 4
Figure 2: Délimitation du site de projet 5
Figure 3: Désignation des éléments du château tronconique 6
Figure 4 : schéma géométrique d'une coupole avec ses paramètres 16
Figure 5: modèle de ferraillage de la ceinture 17
Figure 6:application des forces sur la paroi de la cuve 18
Figure 7 : Application des efforts sur la ceinture d'appuis 19
Figure 8 : Maillage de la superstructure 26
Figure 9 : Déformée des barres (a) et déplacements nodaux (b) de la structure 30
Figure 10 : contrainte des cerces (a) et des méridiens (b) dans la cuve 32
Figure 11 : Contrainte des méridiens (a) et des cerces(b) dans le fût 34
Figure 12: Contrainte des méridiens (a) et des cerces(b) dans la cheminée 35
Figure 13: Sollicitations dans le fût 37
Figure 14 : Sollicitations dans la cuve 38
Figure 15: Sollicitations sur la coupole supérieure 40
Figure 16 : Sollicitations dans la coupole de fond 40
Figure 17 : sollicitations dans la cheminée 41
Figure 18 : réaction du sol à l'ELS (a) et à l'ELU (b) 43
Figure 19 : Tassements prévisionnels du radier à l'ELS (a) et à l'ELU (b) 44
Figure 20 : Contrainte de compression dans le béton 51
Figure 21 : Contrainte du béton dans la direction des méridiens (a) et des cerces (b) 55
Figure 22: Force de traction dans la ceinture d'appuis 56
Figure 23: Dimension de la superstructure iii

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'eau est une ressource fondamentale, indispensable à l'équilibre des écosystèmes et au fonctionnement des sociétés humaines. Elle conditionne à la fois la vie des populations et la dynamique des activités économiques. L'accès à une eau potable sûre et disponible en quantité suffisante est aujourd'hui reconnu comme un droit fondamental et un indicateur du niveau de développement d'un pays. Dans les grandes agglomérations à forte expansion démographique telles que la ville d'Abidjan, capitale économique de la Côte d'Ivoire, la maîtrise de l'approvisionnement en eau potable constitue un enjeu de planification urbaine et de développement durable.

Dans ce contexte, l'État ivoirien à travers l'Office National de l'Eau Potable (ONEP) a engagé un programme de renforcement du système d'alimentation en eau potable du sud d'Abidjan. Ce programme, financé par la Banque Ouest Africaine de Développement (BOAD), prévoit la construction de deux châteaux d'eau de 5000 m³ chacun, à Marcory et Gonzagueville.

Le dimensionnement d'un château d'eau à cuve tronconique de 5 000 m³ soulève des difficultés techniques particulières liées à la fois à la géométrie de l'ouvrage et à la diversité des sollicitations auxquelles il est soumis : pression hydrostatique, poids propre, action du vent et interactions entre éléments de formes différentes. La complexité de ces interactions justifie le recours à une modélisation numérique plus rigoureuse qu'une approche analytique classique. C'est pourquoi la méthode des éléments finis a été retenue : elle offre la possibilité de modéliser la structure dans sa globalité, d'appliquer simultanément l'ensemble des cas de charges, et d'obtenir une distribution détaillée des contraintes et des déplacements en tout point de l'ouvrage.

Le présent mémoire, intitulé « **Dimensionnement structurel d'un château d'eau à cuve tronconique de 5000 m³ par simulation numérique : cas du projet de l'INJS d'Abidjan Marcory**. », s'inscrit dans cette perspective. L'étude se limite au dimensionnement structurel de la superstructure et de la fondation.

L'objectif général de cette étude est de concevoir les plans d'exécution du château d'eau à cuve tronconique de 5 000 m³ du projet de l'INJS de Marcory. Pour atteindre cet objectif général, les objectifs spécifiques suivants ont été définis :

- modéliser la structure sous Robot Structural Analysis et conduire l'analyse statique de la cuve, du fût et de leur jonction ;
- dimensionner la fondation à partir des sollicitations transmises par la superstructure ;

- élaborer les plans d'exécution et de ferraillage des différents éléments de la superstructure et de la fondation ;
- évaluer les impacts environnementaux et sociaux du projet ainsi que le coût global de la structure.

Ce document s'organise autour des quatre (4) grands chapitres suivants :

- le premier présente la structure d'accueil et le projet ;
- le deuxième présente une généralité sur les châteaux d'eau et la méthodologie de dimensionnement adopté ;
- le troisième point expose les résultats issus de la modélisation et du dimensionnement de l'ouvrage ;
- le quatrième présente une notice des impacts environnementaux et sociaux potentiels du projet et propose une estimation financière.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ÉTUDE

Introduction

Avant d'aborder les aspects techniques de l'étude, il convient de situer le cadre dans lequel ce travail a été réalisé. Ce chapitre présente la structure d'accueil ayant encadré ce stage ainsi que ses domaines de compétence et son organisation. Il situe ensuite le projet, le contexte qui justifie sa réalisation, la problématique qui en découle ainsi que les objectifs poursuivis.

I. Présentation de la structure d'accueil

Activ' Polytec est un bureau d'études techniques et d'expertises créé en 2012 par Docteur Ibrahima BAKAYOKO, Ingénieur de conception en BTP et diplômé d'un Master spécialisé en Management de l'immobilier et des services à l'École Spéciale des Travaux Publics, du Bâtiment et de l'Industrie de l'ESTP de Paris et d'un doctorat en Géomatériaux et Technologie de l'Habitat à l'Université Félix Houphouët Boigny de Cocody.

Activ' Polytec est spécialisé dans l'expertise, l'audit, le diagnostic, l'ingénierie, le conseil, l'assistance technique et la formation relatifs aux domaines du BTP et de l'immobilier. Ainsi, il accompagne les collectivités, structures étatiques et privées, personnes physiques, pendant tout le cycle de vie de leurs projets et/ou actifs immobiliers. Il est situé à Abidjan, précisément dans la commune du Plateau, centre des affaires, avec un effectif permanent de 15 personnes et plusieurs consultant en 2026.

- **Les références du siège social d'Activ' Polytec sont :**

Bureau : Plateau cité Esculape, Bâtiment D, 2ème étage, Porte 6, face à la BCEAO, 10 BP 2855 Abidjan 10, Téléphone : +225 27 2022 9117, Fax : +225 27 2022 8361, E-mail : activpolytec@gmail.com et info@activpolytec.ci

I.1. Compétences

Le bureau d'étude et expertise, Activ' Polytec, est compétent dans les domaines suivants :

- **Études :**
  - ❑ Étude de faisabilité
  - ❑ Étude d'avant-projet sommaire (APS)
  - ❑ Étude d'avant-projet détaillé (APD)
  - ❑ Étude d'exécution

- ❑ Étude d'impact environnemental et social (EIES)
- ❑ Élaboration et gestion des dossiers d'appel d'offres
- ❑ Expertise technique et immobilière

- **Suivi-évaluation et contrôle :**

- ❑ Respect des cahiers de charges
- ❑ Respect des normes
- ❑ Respect des délais d'exécution
- ❑ Respect des enveloppes financières

- **Conseil :**

Activ' Polytec apporte son expertise en tant que conseil technique en vue de permettre à son client de prendre de bonnes décisions face à une situation et dans le cadre d'un investissement.

I.2. Organisation

La structure organisationnelle d'Activ' Polytec reflète la polyvalence des missions que le cabinet assure. À sa tête, le Directeur qui pilote l'ensemble des activités du cabinet. Il est secondé par un Responsable Administratif et Financier, qui prend en charge la gestion comptable et le suivi des ressources humaines, ainsi qu'un Responsable Technique, garant de la qualité des prestations d'ingénierie. La coordination et le suivi des chantiers sur le terrain sont quant à eux confiés à un Responsable des Opérations. Ces trois fonctions s'appuient sur plusieurs sous-services spécialisés qui interviennent selon la nature des projets traités.

L'organigramme présenter à la figure 1 illustre cette organisation :

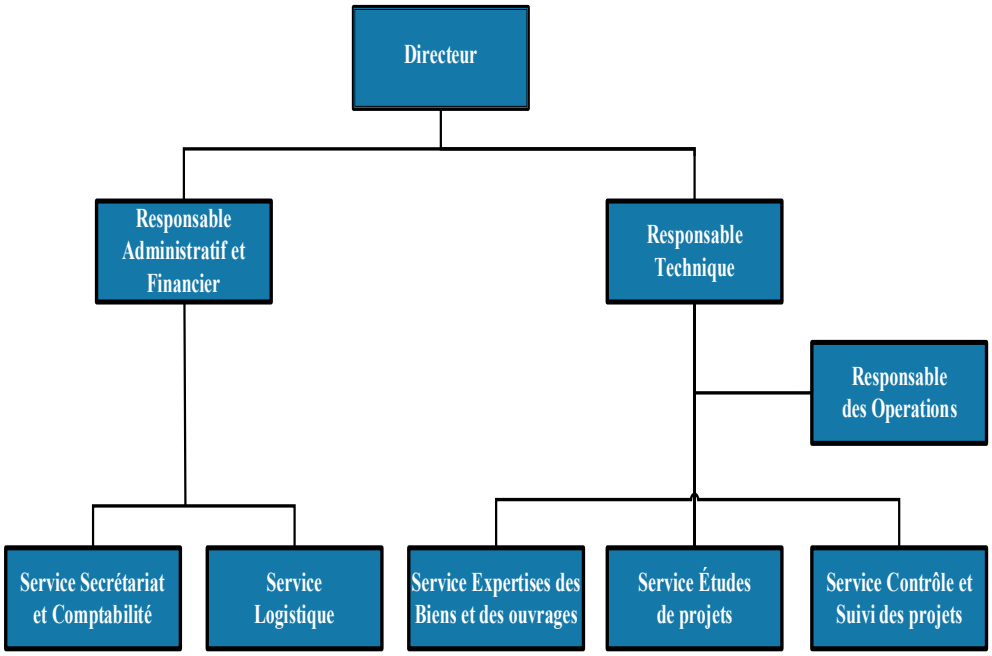


Figure 1 : Organigramme du cabinet

II. Présentation du projet

II.1. Présentation de la zone d'études et du projet

Localisation de la Zone d'études

Le projet est implanté dans la commune de Marcory, située au sud d'Abidjan entre les communes de Koumassi et Treichville. Elle s'étend sur une superficie d'environ 1250 ha avec une population de 249858 habitants en 2026 selon le catalogue de la marie.[1]

Le site retenu pour l'implantation de l'ouvrage est celui de l'INJS Marcory dont les coordonnées géographiques sont présentées sur la figure 2. Ce site présente l'avantage d'être desservi par des principales voies de circulation, ce qui facilitera l'accès des engins lors de la phase de construction ainsi que les opérations futures de maintenance de l'ouvrage.

Du point de vue topographique, le site se présente comme une zone relativement plane, propice à l'implantation d'un ouvrage de génie civil de cette envergure.

Les caractéristiques géotechniques du sol, déterminantes pour le choix du type de fondation, sont issues de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée par le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics (LBTP) et sont mentionnées dans le chapitre détaillé à la fondation.

Les coordonnées UTM WGS 84 relevées et matérialisées sur le site par des piquets ont permis d'avoir les coordonnées du site

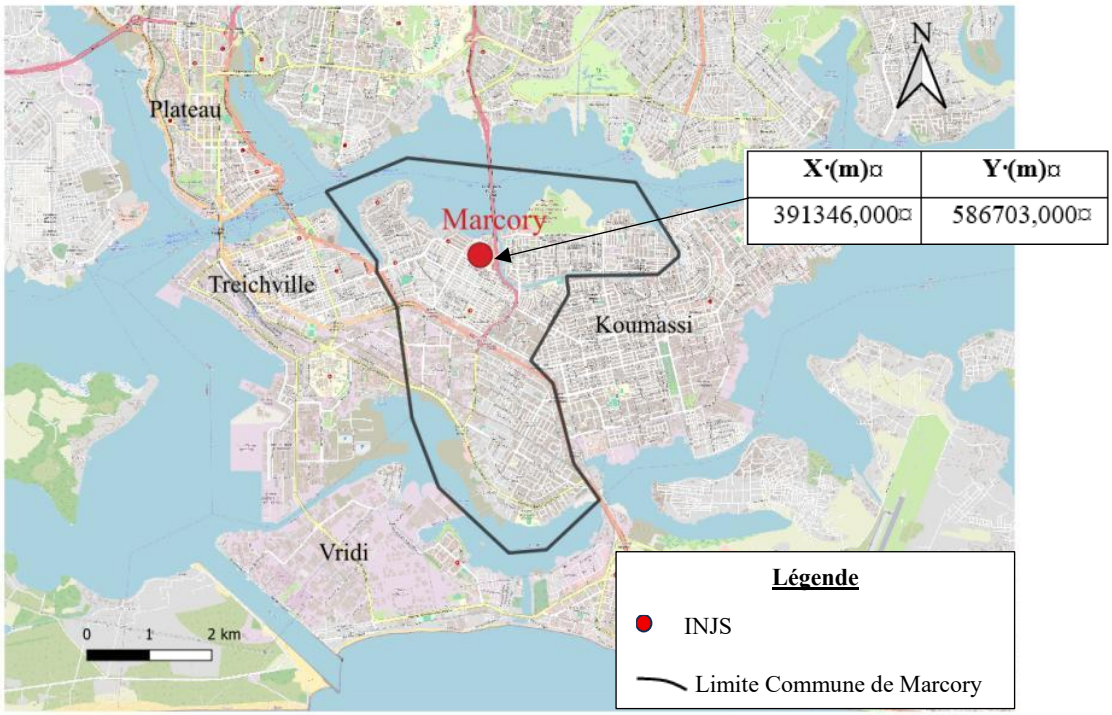


Figure 2: Délimitation du site de projet

[1] https://www.marcory.ci/

Description du projet

Le projet consiste à la réalisation d'un château d'eau à cuve tronconique de volume 5000m³. L'ouvrage est composé de plusieurs éléments structurels assurant chacun une fonction précise :

- une coupole qui ferme la cuve et la protège des intempéries ;
- une cuve tronconique qui servira à contenir l'eau ;
- un fût cylindrique qui supporte la cuve et confère à l'ouvrage la hauteur nécessaire à la mise en pression du réseau ;
- une cheminée centrale abritant les canalisations et permettant l'accès à l'intérieur de la cuve ;
- un lanterneau situé au sommet de l'ouvrage et assurant la ventilation de la cuve ;
- une fondation dont le type sera déterminé en fonction des résultats de la reconnaissance géotechnique et des sollicitations transmises par la superstructure ;

L'ensemble est réalisé en béton armé de classe C35/45 et d'acier de nuance Fe E500, conformément aux prescriptions du fascicule 74 relatives aux ouvrages en contact permanent avec l'eau (les caractéristiques géométriques détaillées sont récapitulées dans le (II-2) du chapitre 2.

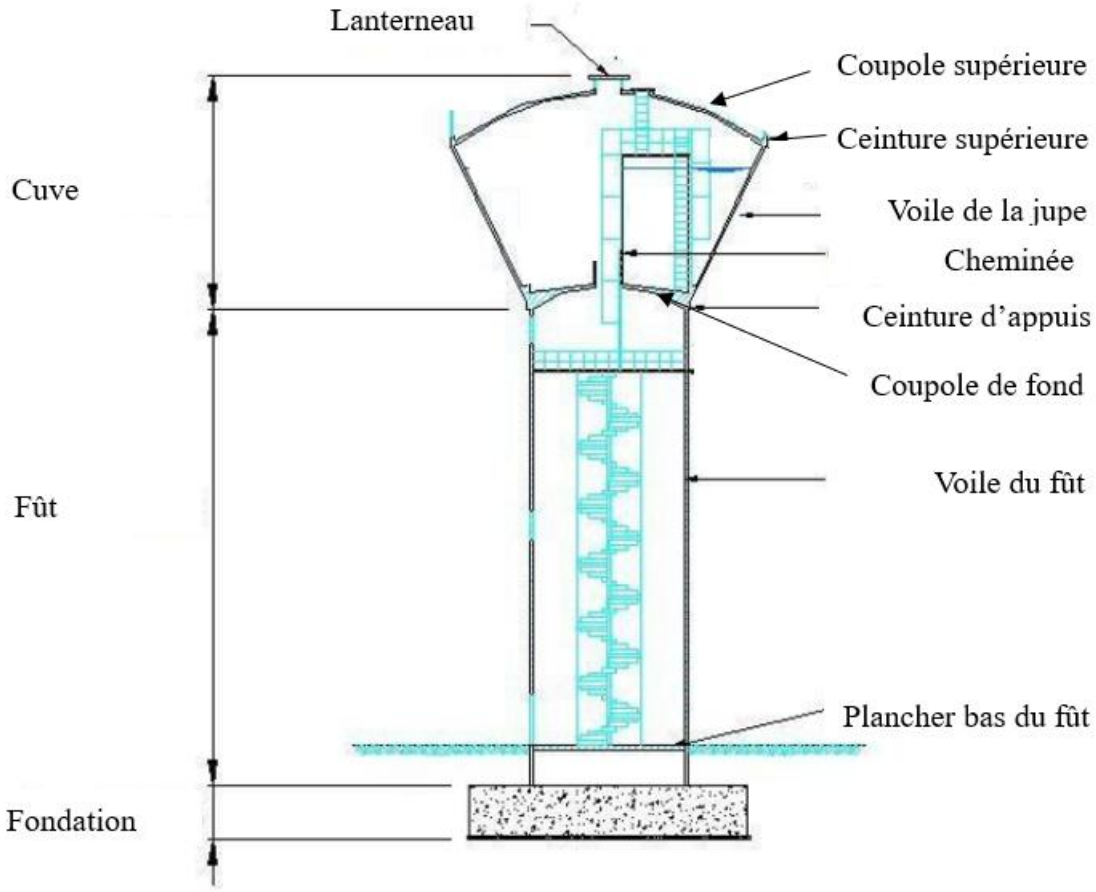


Figure 3: Désignation des éléments du château tronconique

II.2. Contexte justificatif du projet

La commune de Marcory, située dans la partie sud d'Abidjan, constitue l'un des pôles urbains les plus dynamiques de la ville. Elle se caractérise par une forte densité résidentielle, une importante activité commerciale ainsi qu'un développement urbain soutenu. L'extension des infrastructures et l'intensification des activités humaines entraînent une augmentation continue des besoins en eau potable de la commune

Cependant, contrairement à certaines communes voisines, Marcory ne dispose pas jusqu'à présent d'un château d'eau pour assurer la régulation et le stockage stratégique de l'eau potable. L'alimentation de la commune repose principalement sur un réseau interconnecté desservant plusieurs zones du sud d'Abidjan, ce qui peut engendrer des insuffisances de pression et des perturbations de la continuité de service, notamment en période de pointe

En outre, la réalisation d'un tel ouvrage ne se limite pas à une réponse aux besoins hydrauliques. La capacité de 5 000 m³ et la géométrie à cuve tronconique imposée par le maître d'ouvrage confèrent à la structure une complexité structurelle particulière. D'une part, les parois coniques, les coupoles et les ceintures supérieures et d'appui en zones de jonction sont soumises à des sollicitations combinées : efforts normaux, moments fléchissant et efforts tranchants dont l'intensité et la distribution varient en fonction du niveau de remplissage et de l'action du vent. D'autre part, la hauteur de l'ouvrage (53 m) et les charges considérables qu'il génère imposent une transmission rigoureuse des efforts vers la fondation, dont le type et le dimensionnement doit être adaptés aux caractéristiques géotechniques du site.

Problématique

La problématique centrale de ce travail est formulée comme suit : comment optimiser par simulation numérique le dimensionnement structurel d'un château de grande capacité tout en assurant une transmission adéquate des sollicitations ?

Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter la structure d'accueil et de poser le cadre du projet en mettant en évidence les enjeux liés à la construction du château d'eau de l'INJS Marcory. Les objectifs définis orientent la démarche technique. Le chapitre suivant expose les matériels et méthodes mobilisés pour atteindre ces objectifs

CHAPITRE II : GÉNÉRALITÉ SUR LES CHÂTEAUX D'EAU

Introduction

L'atteinte des objectifs définis précédemment repose sur la mise en œuvre d'outils adaptés et d'une démarche de dimensionnement rigoureuse. Ce chapitre présente donc les matériels utilisés et la méthodologie suivie

I. Définition et classifications des châteaux d'eau

I.1. Définition et rôle d'un château d'eau

Un château d'eau est un ouvrage hydraulique de stockage surélevé, destiné à recevoir, réguler et redistribuer l'eau potable au sein d'un réseau d'alimentation. Il remplit trois fonctions principales : constituer une réserve permettant de couvrir les pointes de consommation ainsi que les besoins de lutte contre l'incendie, assurer par sa hauteur la mise en pression du réseau de distribution, et compenser les écarts entre un débit de production généralement constant et un débit de consommation variable au cours de la journée.

I.2. Classification des châteaux d'eau

Les châteaux d'eau se distinguent selon plusieurs critères, notamment la forme de la cuve, le matériau de construction et le mode de support de la cuve.

I.2.1. Classification selon la forme de la cuve

- cuve cylindrique, à fond plat ou à calotte sphérique concave vers le haut ou vers le bas, généralement adaptée aux volumes réduits, de l'ordre de quelques centaines de m³ ;
- cuve tronconique, parfois associée à un fût cylindrique et à une coupole de fond (dite cuve Intze), qui répartit plus efficacement les efforts liés à la pression hydrostatique et permet d'atteindre des volumes plus importants ;
- cuve sphérique ou ellipsoïdale, offrant une bonne répartition des contraintes mais dont la mise en œuvre du coffrage est plus complexe ;
- cuve parallélépipédique, plus rarement utilisée et généralement réservée aux faibles capacités.

I.2.2. Classification selon le matériau de construction

- la maçonnerie, associée à une ossature porteuse, utilisée sur les ouvrages les plus anciens ;

- le béton armé, matériau de prédilection pour les châteaux d'eau modernes en raison de sa résistance mécanique, de sa durabilité, de sa faible sensibilité à la corrosion et de son adaptabilité aux formes complexes de coques minces ;
- le béton précontraint, employé pour les grandes capacités où la maîtrise de la fissuration est déterminante ;
- la charpente métallique, solution légère et rapide à mettre en œuvre mais plus sensible à la corrosion, historiquement réservée à des capacités réduites.

I.2.3. Classification selon le mode de support de la cuve

- le fût unique, cylindrique ou tronconique, généralement en béton armé, qui offre une bonne rigidité torsionnelle et facilite le passage des canalisations et de la cheminée d'accès à la cuve ;
- le réseau de poteaux ou pylônes (portique), en béton armé ou métallique, reliés entre eux par des poutres ou entretoises.

I.3. Présentation et justification du choix du château d'eau à cuve tronconique

Pour l'ouvrage de l'INJS de Marcory, le maître d'ouvrage (MINHAS/ONEP) a retenu un château d'eau de 5 000 m³ à cuve tronconique, supportée par un fût cylindrique unique, l'ensemble réalisé en béton armé. Ce choix se justifie par la bonne aptitude de la forme tronconique à répartir les efforts liés à la pression hydrostatique de l'eau stockée, par la conformité du béton armé aux exigences de durabilité et d'étanchéité imposées par le contact permanent avec l'eau potable, et par les prescriptions du cahier des charges du maître d'ouvrage, cohérentes avec l'ouvrage jumeau prévu à Gonzagueville.

Il convient toutefois de souligner que la forme tronconique est généralement recommandée pour des capacités de l'ordre de 1 000 m³ ; son application à un volume de 5 000 m³ constitue donc un défi structurel notable, qui a justifié le recours à une modélisation numérique par la méthode des éléments finis plutôt qu'à une approche analytique classique, ainsi qu'une attention particulière portée aux zones de jonction entre la cuve, les ceintures et le fût. Ce choix est détaillé et vérifié dans les chapitres suivants.

II. Outils et démarche méthodologique

II.1. Support numérique

La conduite de cette étude a mobilisé plusieurs outils numériques, chacun répondant à un besoin spécifique dans le processus de dimensionnement et de rédaction, il s'agit de :

- Robot Structural Analysis : Modélisation par éléments finis, analyse statique, vérifications réglementaires et calculs du ferraillage ;
- AutoCAD : Production de plans de coffrage et de ferraillage ;
- QGIS et Google Earth : localisation du site, production des cartes de situation et analyse de l'environnement du projet ;
- Microsoft Excel : pour la vérification manuelle des calculs de la stabilité d'ensemble au renversement et l'établissement des tableaux de synthèse ;
- Microsoft Word : Rédaction du mémoire et des notes de calcul.

II.2. Cadre normatif

Le dimensionnement structurel a été conduit selon le BAEL 91 (modifié 99), qui constitue le référentiel de calcul adapté dans Robot. Ce document définit l'ensemble des règles de calcul des structures en béton armé : caractéristiques des matériaux, combinaison d'actions aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS), vérification des structures et dispositions constructives.

En complément, plusieurs documents normatifs et de référence ont été mobilisés pour couvrir les aspects spécifiques du projet. La démarche adoptée s'articule en six étapes successives et interdépendantes.

- La première étape consiste en la collecte et l'analyse des données d'entrée : caractéristiques géométriques de l'ouvrage issues des Termes de Référence, propriétés mécaniques des matériaux, et paramètres climatiques. Ces données constituent le socle sur lequel repose l'ensemble de la démarche.
- Sur cette base, la deuxième étape est la construction du modèle numérique tridimensionnel sous Robot Structural Analysis : définition de la géométrie par révolution, affectation des matériaux et épaisseurs, génération du maillage par la méthode de Delaunay et modélisation des conditions aux limites. Les paramètres de l'action du vent sont définis conformément aux **règles NV 65**.
- La troisième étape consiste en l'application des cas de charges élémentaires et leur combinaison aux états limites ELU et ELS conformément au **BAEL 91 révisé 99**, complété par le **Fascicule 62 titre I**.
- L'analyse statique linéaire conduite à la quatrième étape fournit les champs de déplacements, de contraintes et d'efforts internes en tout point du modèle. L'interprétation des résultats s'appuie sur les méthodes de calcul des coques minces de révolution développées dans le livre **THONIER H. (1999).**

- Les sollicitations issues du modèle alimentent la cinquième étape : la vérification réglementaire et le calcul du ferraillage de chaque élément structural, conduits conformément au **Fascicule 74** pour les dispositions spécifiques aux ouvrages de stockage d'eau et au BAEL 91 révisé 99 pour les règles générales de calcul du béton armé.
- Enfin, les réactions à la base de la structure extraites du modèle constituent les données d'entrée de la sixième étape : le dimensionnement de la fondation. Le choix entre fondation superficielle et fondation profonde est fait à partir du **DTU 13.12** et le dimensionnement final des pieux est conduit conformément à la norme **NF P 94-262.**

L'ensemble de ces documents constitue un cadre normatif cohérent qui couvre les différents aspects du dimensionnement : calcul du béton armé, action du vent, fondation et spécificités des ouvrages de stockage d'eau

II.3. Démarche générale

Le dimensionnement est conduit selon les étapes successives suivantes :

- collecte et analyse des données (site, ouvrage, matériaux et actions) ;
- modélisation numérique de la structure sous Robot Structural Analysis ;
- application des charges ;
- analyse des résultats (contrainte, déplacements et sollicitations) ;
- vérification réglementaire et calculs du ferraillage ;
- dimensionnement de la fondation à partir des sollicitations transmises.

II.4. Données et hypothèse de l'étude

Géométrie

$$\begin{cases} D_1 : \textit{diamètre supérieur de la cuve} \\ D_2 : \text{diamètre inférieur de la cuve } = \text{diamétre extérieur du fut} \\ D_3 = \textit{diamétre intérieur de la cheminé} \end{cases}$$

La méthode de Fonlladosa permet de déterminer les dimensions principales de la superstructure à partir du volume de stockage. Le tableau 1 ci-après présente les formules utilisées ainsi que les valeurs théoriques obtenues pour un volume de 5 000 m³.

Tableau 1 : Formule de prédimensionnement de la superstructure selon la méthode de Fonlladosa

Désignation	Formule	Valeurs Théorique
Diamètre de la cuve	$D_1 = 1.405\sqrt[3]{V}$	24,025 m
Flèche coupole sup	$f_1 = 0.10 * D_1$	2,403 m

Désignation	Formule	Valeurs Théorique
Flèche coupole de fond	$f_2 = 0.104\ x\ D_2$	1,04 m
Diamètre coupole de fond	———	10 m
Épaisseurs coupole supérieure	$e_1 \geq \frac{Hx\ D}{4}$; ($e_1 \geq 8\ cm$)	6,007H= 0,13m
Épaisseur coupole de fond	$e_2 \geq 0.207\ D_1{}^2$; ($e_2 \geq 15\ cm$)	0,120 m
Volume tronc de cône	$V_1 = \frac{\pi H_c}{12}(D_1^2 + D_2^2 + D_1 D_2)$	240,26 Hc = m³
Volume cheminée	$V_2 = \frac{\pi D_3^2}{4} H_3$ ($on\ suppose\ H_3 = 10{,}5m$)	33 m³
Diamètre intérieur de la cheminée	———	2,00 m
Hauteur de la cheminée	Hauteur de la cuve-fléche coupole de fond	20,08
Volume calotte sphérique	$V_3 = \frac{\pi}{3} f_2{}^2 (3R - f^2)$	41,39 m³
Rayon de la collote sphérique Rs	$R_s = \frac{(r^2 + f_2^2)}{2f_2}$	12,54 m
Volume utile	$Veau = v_1 - v_2 - v_3$	5000 m³
Hauteur de la cuve	$H_c = \frac{Veau + V_2 + V_3}{(D_1^2 + D_2^2 + D_1 D_2) * \frac{\pi}{12}}$	$\frac{5074{,}39}{240.26} = 21{,}12\ m$
Hauteur Total de la cuve	HT= HC + R (On prendra revanche = 0.5m)	11.902
Hauteur du fût	36 m (données architectural du projet)	
Diamètre extérieur du fût	10 m (données architectural du projet)	
Ceinture supérieure (cm)	80 x 90	
Ceinture d'appuis (cm)	90 x 110	

Le diamètre supérieur de la cuve a été fixé à 35 m, en lieu et place de la valeur issue de la formule empirique de Fonlladosa (24,03 m), afin de réduire la hauteur du tronc de cône et, par conséquent, le bras de levier des charges horizontales dues au vent. Ce choix permet de limiter le moment de renversement à la base du fût.

➢ ***Matériaux***

Les matériaux retenus pour le dimensionnement de l'ouvrage sont un béton de classe C35/45 et un acier de nuance Fe E500. Les caractéristiques mécaniques et les paramètres de calcul utilisés sont récapitulés dans le tableau 2

Tableau 2 : Caractéristique des matériaux

Matériaux	Paramètre	Formule	Valeur	Unité
Béton	Classe de résistance	C35/45		
	Résistance à la compression	f_{c28}	35	MPa
	Résistance à la traction	$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28}$	2.7	MPa
	Module d'élasticité instantané	$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$	35981,73	MPa
	Module d'élasticité différé	E_{vj}	12102,95	MPa
	Poids volumique	ρ_b	25	kN/m³
	Coefficient partiel de sécurité du béton à ELU	γ_b	1.5	
	Contrainte de calcul à ELU	$f_{bu} = \frac{\alpha_{cc} x\, f_{ck}}{\gamma_b}$, avec $\begin{cases} \alpha_{cc} = 0{,}85 \\ f_{ck} = f_{c28} = 35 \end{cases}$	19,83	MPa
	Contrainte limite ELS	$\sigma_{bc} = 0{,}6\ x\ f_{c28}$	21	MPa
Acier	Nuance	Fe E500(HA)		
	Limite d'élasticité caractéristique	FE	500	MPa
	Module d'élasticité	Es	200000	MPa
	Coefficient partiel de sécurité de l'acier ELU	γ_s	1.15	
	Contrainte de calcul ELU	$\sigma_{su} = \frac{FE}{\gamma_s}$	438,78	MPa

L'ouvrage étant en contact permanent avec l'eau, la classe de fissuration très préjudiciable est retenue conformément aux prescriptions du fascicule 74. Dans cette configuration le BAEL impose une vérification de la contrainte de traction dans les armatures à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_s \leq Min\left(\sqrt{\frac{\eta ft28}{\emptyset s}} + \beta\eta;\ Max(0.5fe; 90\sqrt{\eta ft28})\right)$$

$\alpha = 240\ dans\ le\ cas\ général$

$\eta : coéfficientdefissuration(1.6pourHA, 1\ pour\ les\ rondslisse)$

β = 0 pour les ouvrages à la mer ou a moins de 5 Km de la mer, ou les parties enterrées d'ouvrage soumise à eau saumâtre, lisier cuves à vin

β = 30 pour les ouvrages en contact permanent avec de l'eau ou en atmosphère saturée

$\emptyset_s$ = diamètre de l'acier en mm

f_{c28} = résistance caractéristique du béton en traction

f_e = limite élastique de l'acier

L'ouvrage étant en contact permanent avec l'eau, la fissuration est classée très préjudiciable conformément au Fascicule 74. Dans ce contexte, la contrainte de traction admissible dans l'acier est limitée selon le type d'armatures retenu, comme indiqué dans le tableau 3

Tableau 3 : Contrainte limite de traction de l'acier en fissuration très préjudiciable

Type d'armatures	Coefficient **η**	$90\sqrt{(\eta . ft28)}$ (Mpa)	σs retenue (MPa)
Ronds lisses	1	147,89	250
Barres Ha, Ø ≤ 6	1,6	187,06	250

$$\sigma st = \alpha \times \sqrt{\frac{\eta ft28}{\emptyset}} + \eta\beta$$

Avec $\begin{cases} \alpha = 240 \\ \eta = 1.6 \\ \beta = 30 \end{cases}$

La contrainte de traction admissible dans l'acier varie en fonction du diamètre des barres utilisées. Les valeurs correspondant aux différents diamètres retenus dans le projet sont présentées dans le tableau 4

Tableau 4 : Contrainte de traction dans l'acier en fonction du diamètre de l'acier

Diamètre Ø (mm)	8	10	12	14	16	20	25	32
Contrainte de traction de l'acier σst (MPa)	187,06	187,06	187,06	181.32	172.71	159.54	147.77	136.18

➢ ***Actions et Combinaisons***

Les actions prises en compte sont :

- Les charges permanentes (**G**) : Poids propre + équipements fixes ;
- Charges variables (**Q**) : pression hydrostatique induite par le poids de l'eau et charges d'exploitation ;
- Charges climatiques (**W**) : action du vent

Les combinaisons appliquées sont conformes au BAEL 91.

Réservoir Plein (Q = Qexpl + Qhydr + Eau)

avec $\begin{cases} Q_{exp} = \ Charge\ d'exploitation \\ Q_{hydr} = \ Charge\ hydraulique\ sur\ la\ cuve\ et\ la\ cheminée \\ Eau = Poids\ de\ l'eau\ sur\ la\ coupole\ de\ fond \end{cases}$

- ELU : 1,35 G +1,5 Q +1,80 W
- ELS : G +Q+W

Réservoir Vide (Q = Qexpl)

- ELU : 1,35 G +1,5 Q +1,80 W
- ELS : G +Q+W

II.5. Méthodologie de dimensionnement

II.5.1. Superstructure

La cuve tronconique, les coupoles, la cheminée, le fût et le lanterneau sont modélisés sous Robot par des éléments finis de type Coque, adapté aux structures minces. Le modèle comprend la définition de la géométrie par révolution, l'affectation des matériaux et épaisseurs, la génération du maillage, la définition des conditions aux limites et l'application des cas de charges et combinaisons.

Une analyse statique linéaire est conduite, suivie des vérifications réglementaires à ELU (pour les déplacement) et à ELS (pour les contraintes et sollicitations). Le ferraillage est ensuite déterminé à partir des sollicitations obtenues, puis ajusté en respectant les dispositions constructives réglementaires.

- Vérification des contraintes admissibles (Contrainte de compression)

Les contraintes dans le béton ont été extraites du modèle numérique Robot Structural Analysis sous la combinaison ELS qui constitue la combinaison de référence pour la vérification des contraintes en service. Pour chaque élément structural, la contrainte de compression maximale obtenue est comparée à la contrainte admissible calculée selon les formules suivantes :

$$\sigma adm = min \begin{cases} \frac{130\ x\ e}{D}\ x\ \sqrt[3]{fc28} \\ \frac{e + 0.55}{3}\ x\ fc28 \end{cases}$$

La vérification de la contrainte dans le fut support et la cuve tronconique et la coupole de fond

$$\sigma adm = min \begin{cases} \frac{100xe}{R}\ x\ \sqrt[3]{fc28} \\ \frac{e + 0{,}55}{3}\ x\ fc28 \end{cases}$$

La vérification de la contrainte dans la cheminée et la coupole supérieur

- Calcul des sollicitations

Les sollicitations de dimensionnement retenues pour chaque élément de la superstructure sont extraites des résultats de l'analyse par éléments finis sous les combinaisons enveloppes. Elles comprennent l'effort normal N, l'effort tranchant V et le moment fléchissant M, dont les expressions générales, issues du BAEL 91 révisé 99 et du Fascicule 74, sont rappelées ci-après.

Coupole Supérieure et coupole de fond

Soit p la charge par mètre carré (poids propre et surcharge), le poids total P = $2\pi R_1 f_1 p$

Par mètre linéaire on a $P_1 = \frac{2\pi R_1 f_1 p}{2\pi r_1} = \frac{R_1 f_1 p}{r_1}$, comme $R_1 = \frac{r_1^2 + f_1^2}{2f_1}$ on a $P_1 = \frac{(r_1^2 + f_1^2)p}{2r_1}$

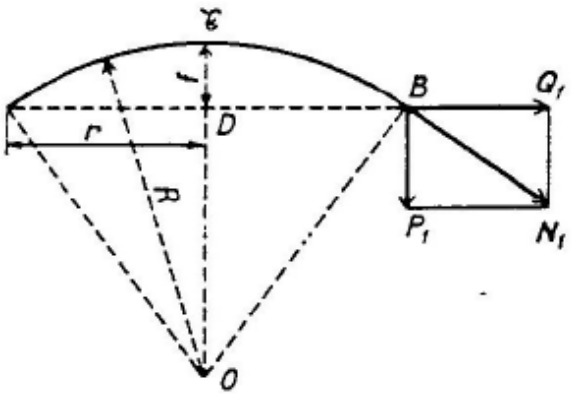


Figure 4 : schéma géométrique d'une coupole avec ses paramètres

L'effort normal étant porté par la tangente au cercle les triangles semblables BDO et BP_1N_1

$\frac{Q1}{R-f} = \frac{P1}{r}$, on a alors : $Q_1 = \frac{P1(r^2 - f^2)}{2rf}$ $et\ N_1 = \sqrt{P_1^2 + Q_1^2}$

Avec : r : rayon de la base de la coupole

R : rayon de courbure de la coupole

f : flèche de la coupole

D : centre de la base

O : centre de courbure

B : point de naissance de la coupole

Q_1, P_1, N_1 : composantes des efforts au bord de la coupole

Ceinture supérieure

Soit Q l'effort résultant par mètre, cette poussée Q provoque dans la ceinture un effort de traction F = Q x r (r étant le rayon de la cuve en partie supérieur).

Cette force doit être équilibrée par des armatures dont la section est : $A_{st} = \frac{Q.r}{\overline{\sigma_{st}}}$

Pour la coupole de fond on effectue une vérification pour confirmer ou non la présence d'acier comprimé

Il s'agit de comparer le moment de service M_{ser} au moment résistant de service M_{serb} conformément aux prescriptions du fascicule 74

Si $M_{ser} \leq M_{serb}$; la condition est vérifiée on conclut qu'il n'y a pas présence d'acier comprimé

$$M_{serb} = \frac{1}{2}\ x\ b_0\ x\ d^2\ x\ \sigma_{bc}\ x\ \alpha_{ser}\ x\ (1 - \frac{\alpha_{ser}}{3})$$

Avec $\begin{cases} b_0 = bande\ de\ 1\ m \\ d = 0{,}9\ x\ h = 0{,}27\ m \\ \alpha_{ser} = \frac{15\ x \sigma_{bc}}{15\ x\ \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \end{cases}$

Si le moment résistant à l'ELS est supérieur au moment de service on a : $A_s = \frac{M_{ser}}{Z_{ser}\ X\ \sigma_{st}}$

Avec, $Z_{ser} =\ d\ x\ (1 - \frac{\sigma_{ser}}{3}) = 0.207$

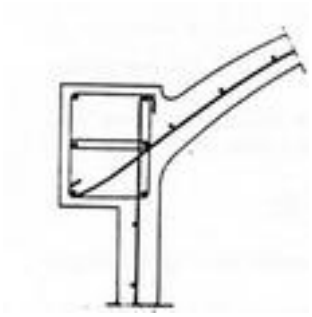


Figure 5: modèle de ferraillage de la ceinture

Les aciers de la coupole et de la parois verticale s'ancre dans la ceinture.

Cuve tronconique

La cuve tronconique est soumise à son poids propre et à la pression de l'eau

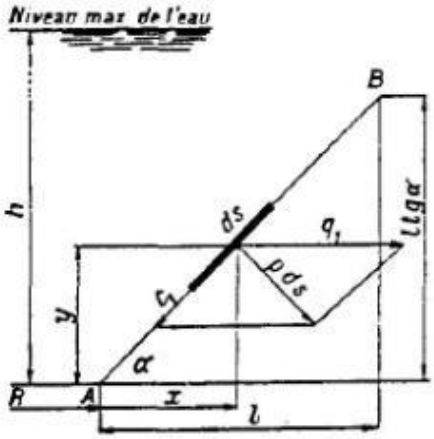


Figure 6:application des forces sur la paroi de la cuve

- Action de la pression de l'eau

Cette force peur être décomposée en : **q_1 et c_1**

- q_1 par unité de longueur suivant la parallèle : $q_1 = \frac{pd\varepsilon}{sin\alpha} = \frac{\gamma_e(h-y)dy}{sin^2\alpha}$

La force F_1 due à la poussée de l'eau et s'exerçant sur toutes les cerces de la partie tronconique à pour valeur :

$$F1 = \frac{\gamma_e}{sin^2\alpha}\int_0^{ltan\alpha}(h-y)(R+\frac{y}{tan\alpha})dy = \frac{\gamma_e l}{sin\alpha cos\alpha}[h(R+\frac{l}{2}) - (\frac{R}{2}+\frac{l}{3})ltan\alpha]$$

- c_1 dirigée suivant les génératrices du tronc de cône : $c_1 = \frac{pd\varepsilon}{tan\alpha} = \frac{\gamma_e(h-y)dy}{sin\alpha\, tan\alpha}$

La force de compression C_1 due à la poussée de l'eau et s'exerçant sur l'ensemble du tronc de cône suivant la direction des génératrices a pour valeur :

$$C1 = \frac{2\pi\gamma_e}{sin\alpha tan\alpha}\int_0^{ltan\alpha}(h-y)(R+\frac{y}{tan\alpha})dy = \frac{2\pi\gamma_e l}{sin\alpha}[h(R+\frac{l}{2}) - (\frac{R}{2}+\frac{l}{3})ltan\alpha]$$

- Action du poids propre

On a une force de traction élémentaire :$dF2 = q2(R+x)$.

Après intégration on a :

$$F2 = \frac{\overline{\gamma_b}l}{sin\alpha}(R+\frac{l}{2})$$

D'où la force c_2 donne un effort de compression élémentaire :$dC2 = 2\pi(R+x)c2$.

On a après intégration

$$C2 = \frac{2\pi\overline{\gamma_b}l(R+\frac{l}{2})}{sin\alpha cos\alpha}$$

La force de traction F résultante est : $F = F_1+F_2$, d'où la section des aciers est :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

La force de compression C résultante est : C = πD_2.C'+ C_1+C_2

avec C'le poids transmis au tronc de cône par la ceinture inférieure par unité de longueur

Cheminée centrale

La cheminée travaille à la compression

En considérant une tranche de 1 m de hauteur, l'effort de compression a pour valeur :

$$F' = p \times r$$

avec p la pression de l'eau et r le rayon de la cheminée.

Ceinture d'appuis

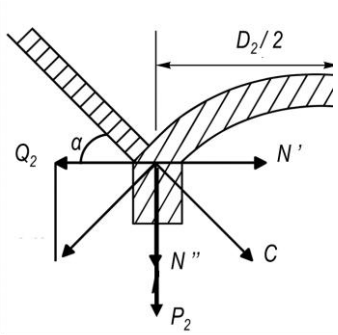


Figure 7 : Application des efforts sur la ceinture d'appuis

La coupole inférieure donne par unité de longueur, sur la ceinture d'appui une poussée horizontale Q_2 et un effort vertical P_2.

L'effort normale C dans la partie tronconique peut être décomposé en N'et N'' :

$$N' = C \cos\alpha \; ; \; N'' = C \sin\alpha$$

Si **N'> Q2**, la poutre sera comprimée avec un effort tangentiel de compression :

$$C' = (N' - Q_2)\frac{D_2}{2}$$

Si **N'< Q2**, la poutre sera tendue avec un effort tangentiel de traction :

$$T' = (Q_2 - N')\frac{D_2}{2}$$

Fût support

Le fût cylindrique constitue l'élément porteur principal du château d'eau ; il transmet l'intégralité des charges de la superstructure à la fondation :

$$N = N_{cylindre} + N_{cone} + N_{coupole} + N_{revetement} + N_{accessoires} + N_{repartition}$$

avec :

$$N_{cylindre} = \pi \, D_i \, h_t \, e \, \gamma_c$$

Le **poids total à la base** du fût (en daN ou kN) sert dans les vérifications de stabilité et de contrainte maximale sur le sol

II.5.2. Prédimensionnements du radier

Avant d'aborder les vérifications de stabilité, il convient de justifier la valeur du rayon du radier retenue dans le modèle numérique qui constitue une donnée d'entrée essentielle pour le calcul des moments stabilisants.

La valeur minimale du diamètre du radier est donnée en fonction de la contrainte limite admissible du sol par l'inégalité suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{Pu}{S};\ avec\ S\ = \frac{\pi\ x\ D_R^2}{4}$$

$$D_R \geq \sqrt{\frac{4\ x\ Pu}{\pi\ x\ \sigma_{sol}}}$$

$$h_R = 0{,}045\ x\ \frac{\gamma_{b\ x\ Q_u}}{U_c\ x\ f_{ck}}$$

Avec $\begin{cases} Dr = diamétre\ du\ radier \\ hr = hauteur\ du\ radier \end{cases}$

II.5.3. Dimensionnements de la fondation

Capacité portante d'un pieu isolé

La capacité portante d'un pieu isolé est calculée par la méthode pressiométrique de Ménard conformément à l'annexe A de la norme NF P 94-262. La charge limite totale est :

$$Ql = Qp + Qs$$

Les éléments de fondation étant mis en œuvre sans refoulement, la formule devient ;

$$Ql = 0{,}5\ Qp + 0{,}7\ Qs$$

Avec $\begin{cases} Qp = \ résistance\ de\ pointe \\ Qs = résistance\ par\ frottement\ latéral \end{cases}$

$$\text{Avec } Qp = \ A\ x\ K\ x\ Ple*$$

$$Ple* = \frac{1}{3a+b}\int_{D-b}^{D+3a} Pl*(z).dz$$

$$Qs = Ps\ \left[\left[\int_0^{h1} q_s(z)dz + \int_{h1}^{h2} q_s(z)dz\right]\right.$$

Détermination du nombre de pieux

Les charges transmises à la fondation sont déterminées pour la combinaison d'actions la plus défavorable.

$$N_{min} = \frac{N_{ELS}}{Ql}$$

Contrainte dans le pieu

La contrainte de compression dans le béton est comparée à la contrainte moyenne du béton a partir de la formule suivante issus du NF P 94-262 article 6.4

$$\sigma_{béton\ (ELS)} = \frac{N\ ELS}{A\ pieu}$$

$$\sigma_{cmoy} \leq 0{,}3\ x\ k_3\ x\ fck^*$$

Avec: $f_{ck}^* = inf\ (f_{ck}(t);\ C_{max};\ f_{ck})\ \frac{1}{k_1\ k_2}$

Ferraillage des pieux

Armatures longitudinal minimale

Principe général

Le pieu doit comporter un ferraillage minimal garantissant :

- la résistance à des sollicitations imprévues (frottement négatif, efforts horizontaux) ;
- la continuité structurelle entre la pointe et la tête du pieu ;
- la non-fragilité face aux moments de flexion résiduels.

Formule de base NF P 94-262 § 5.4.1.1

La section d'acier longitudinal minimale est définie par trois critères dont on retient la plus grande valeur :

- Critère (a) : Pourcentage minimal par rapport à la section de béton

$$As_{min} = \rho_{min}\ x\ A_c$$

$$Avec \begin{cases} Ac\ =\ section\ transversale\ du\ béton\ du\ pieu \\ \rho_{min} = pourcentage\ minimal\ selon\ le\ tableau\ ci-dessous \end{cases}$$

Tableau 5 : Pourcentage minimal d'acier en fonction du diamètre du pieu

Section du Pieu Ac	ρ_{min}
Ac ≤ 0,5 m² (D ≤ 0,80 m)	0,50%
0,5 m² < Ac ≤ 1,0 m² (0,80 m < D ≤ 1,13 m)	$As \geq 0.0025\ m^2$
Ac > 1,0 m² (D > 1,13 m)	0,25%

- Critère (b) : nombre minimal de barres

bmin = 6 barres (disposées symétriquement en cage cylindrique)

- Critère (c) : Diamètre minimal des barres longitudinales

Ømin = 12 mm

II.5.4. Vérification de la stabilité d'ensemble

La stabilité d'ensemble au renversement sous l'action du vent est vérifiée avec Excel à partir des réactions extraites du modèle. Le coefficient de sécurité est défini par la relation suivante :

$$Fs = \frac{Mst}{Mr} \geq 1{,}5$$

Avec $\begin{cases} Mst = moment\ stabilisant\ (induis\ par\ le\ poids\ propre) \\ Mr = moment\ de\ renversement\ (\ résultante\ du\ vent\ ) \end{cases}$

La combinaison cuve vide est généralement la plus défavorable donc celle retenue comme cas dimensionnant. Les configurations dimensionnantes analysées sont consignées dans le tableau 7.

La stabilité au glissement à l'interface fondation/sol est garantie si la force de frottement mobilisable au niveau du radier est supérieure à l'effort horizontal résultant. La condition s'écrit

$$FS_{gliss} = \frac{\mu\ x\ F_z}{F_x} \geq 1{,}5$$

Avec $\begin{cases} \mu = Coéfficient\ de\ frottement\ \text{à}\ l'interface\ béton/sol \\ F_z = effort\ vertical\ de\ compression\ sur\ le\ radier \\ F_x = effort\ horizontal\ \text{à}\ équilibrer \end{cases}$

Tableau 6 : Configuration pour la vérification de la stabilité

Configuration	Préoccupation clés
Configuration n°1 : cuve vide + vent maximum	Configuration la plus défavorable vis-à-vis du renversement
	Le poids stabilisateur de l'eau (≈ 5 000 t) n'est plus présent, tandis que l'effort du vent reste maximal ;
Configuration n°2 : cuve pleine + vent	Cas dimensionnant pour la stabilité globale.
	Configuration la plus défavorable vis-à-vis de la capacité portante du sol
	Cas dimensionnant pour les contraintes transmises à la fondation

Les combinaisons d'actions retenues sont synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau 7 : Combinaison d'action pour la vérification de la stabilité

Combinaison	Description	État limite	Hypothèse
Comb 1	1,35 G + 1,5 Q +1,80W	ELU	Cuve pleine
Comb 2	G + Q +W	ELS	Cuve pleine

Comb 4	1,35 G + 1,5Qexpl +1,80W	ELU	Cuve vide
Comb 5	G +W	ELS	Cuve vide

Conclusion

Ce chapitre défini le cadre méthodologique et technique sur lequel repose l'ensemble de l'étude. Les outils numériques retenus ont été présentés, ainsi que les normes et règlements encadrant le dimensionnement de l'ouvrage. Les caractéristiques des matériaux, les données d'entrée, hypothèse et la démarche générale adoptée ont également été précisées, depuis le prédimensionnement des éléments jusqu'aux combinaisons d'actions à considérer. Ces éléments constituent le socle sur lequel s'appuient les résultats présentés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III : ÉTUDE STRUCTURELLE DU CHÂTEAU D'EAU D E 5000 m³

Introduction

Ce chapitre présente et analyse les résultats issus de la simulation numérique ; il s'organise en plusieurs parties : le dimensionnement des éléments de la superstructure, la description du modèle numérique construit, l'analyse des sollicitations et des déplacements obtenus, la vérification de la stabilité d'ensemble au renversement, le calcul du ferraillage des différents éléments et enfin le dimensionnement de la fondation à partir des efforts transmis par la superstructure.

I. Présentation du modèle numérique

I.1. Construction de la géométrie

La géométrie du château d'eau a été construite dans Robot structural Analysis à partir des cotes architecturales de l'ouvrage (regroupées dans le tableau 8). Compte tenu de la symétrie de révolution de la structure, la superstructure a été générée par révolution autour de l'axe vertical des contours générateurs (extrados) des trois éléments principaux : le fût cylindrique, la cuve tronconique et la coupole de couverture.

Tableau 8 : Récapitulatif du prédimensionnement de la superstructure

Éléments	Caractéristique	Valeurs (m)
Fût support	Diamètre extérieur	10
	Épaisseur	0,40
	Hauteur	36
Coupole supérieure	Diamètre	35
	Flèche	3,5
	Épaisseur	0,20
Cheminée	Diamètre intérieur	2
	Épaisseur	0.25
	Hauteur	10,75
Cuve tronconique	Diamètre supérieur	35
	Diamètre inférieur	10
	Hauteur	12
	Épaisseur de paroi	0.40
Coupole de fond	Diamètre	10

	Flèche	1,25
	Épaisseur	0,30
Lanterneau	Hauteur des voile	1,5
	Épaisseur voile	0,10
	Diamètre	2
Ceinture supérieure	Section	0,80 x 0,90
Ceinture d'appuis	Section	0,90 x 1,10
Hauteur totale	Du sol au sommet de la coupole	53
Radier	Diamètre	35
	Épaisseur	3

I.2. Type d'éléments finis et maillage

- Choix des éléments finis

Compte tenu de la nature des parois de l'ouvrage (épaisseurs faibles devant les autres dimensions), l'ensemble de la structure a été modélisé par des éléments finis de type coque. Ce choix se justifie par le fait que :

- les éléments coque permettent de reproduire fidèlement les sollicitations combinées de membrane (efforts de traction-compression dans le plan) et de flexion (moments hors plan), particulièrement présentes dans les structures en révolution soumises à des chargements latéraux ;
- leur formulation tridimensionnelle permet une lecture détaillée des contraintes en tout point de la structure

- Caractéristique du maillage

Conformément aux recommandations de l'AFGC (Association Française de Génie Civil) relatives à la modélisation par éléments finis (section C.3.3 – Taille du maillage), la taille des éléments de maillage a été fixée, pour chaque panneau de la structure, à 1 fois l'épaisseur de l'élément considéré, soit la valeur minimale de la plage préconisée comprise entre 1 et 2,5 fois cette épaisseur. Cette approche, appliquée via la méthode de Delaunay dans Robot Structural Analysis, assure une densité de maillage optimale permettant de capter avec précision les gradients de contraintes et de déformations dans les zones critiques (AFGC, 2020)

Tableau 9 : Caractéristique du maillage

Paramètre	Valeurs
Type éléments	Coques

Méthode de maillage	Delaunay
Taille caractéristique d'éléments	1 x épaisseur du panneau
Nombre total de nœuds	24827
Nombre total d'éléments	5

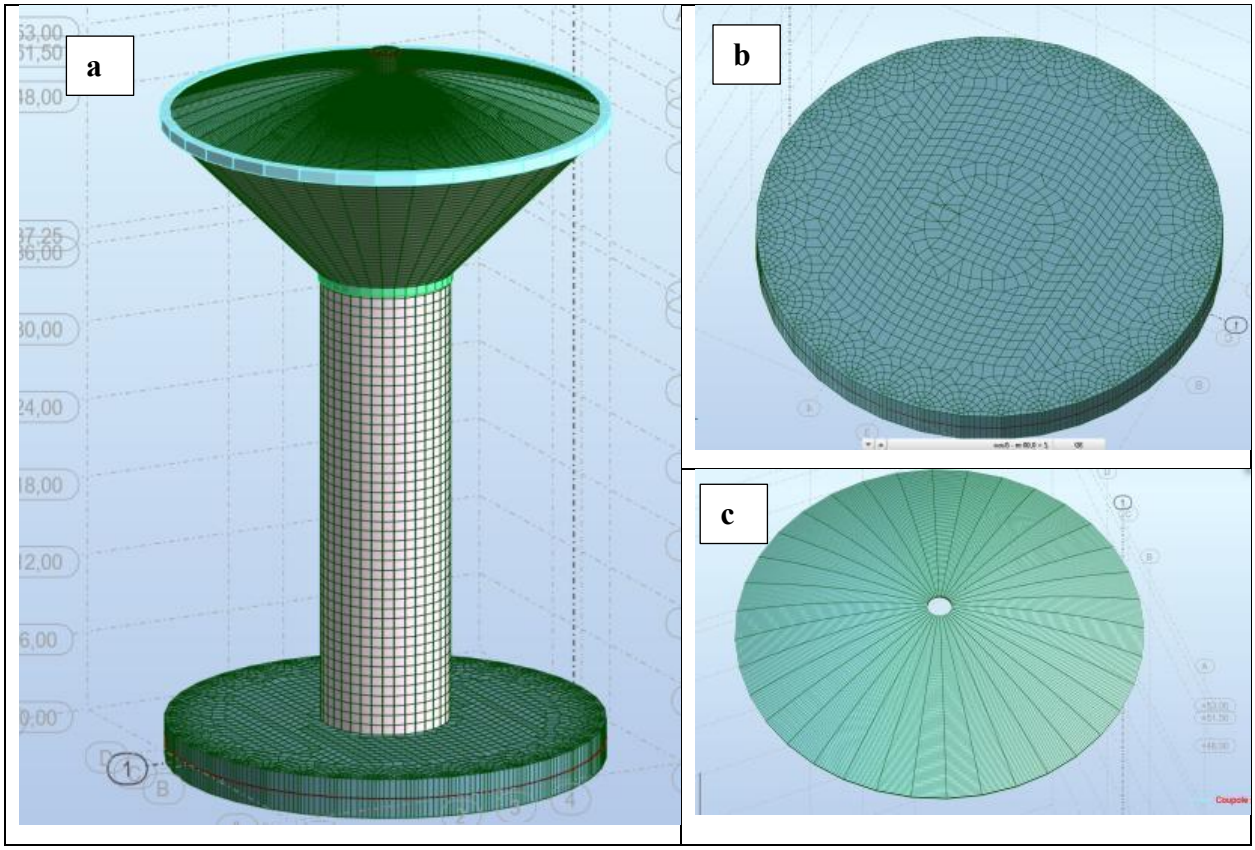


Figure 8 : Maillage de la superstructure

- La figure (a) représente le maillage global de la superstructure **:** Vue tridimensionnelle du modèle éléments finis complet
- La figure (b) présente le maillage de Maillage du radier, la discrétisation rayonnante depuis le centre reflète la symétrie axiale de l'ouvrage
- La figure (c) présente le maillage de la coupole (Ø = 35 m, e = 20 cm) la densité irrégulière du maillage Delaunay permet de s'adapter à la géométrie circulaire de l'élément

Affectation des matériaux et des épaisseurs

Les caractéristiques mécaniques du béton C35/45 et des armatures Fe E500 définis au chapitre précédent ont été attribuées par groupe d'éléments correspondant aux différentes parties de l'ouvrages.

I.3. Conditions aux limites

Dans un premier temps, et en l'absence des résultats définitifs de la reconnaissance géotechnique, la base du fût a été modélisée comme un encastrement, permettant une analyse préliminaire des sollicitations dans la superstructure.

À la réception du rapport LBTP (n° 2025/DGC2/SF/0730, version 08 du 21 avril 2026), les conditions aux limites ont été mises à jour. Le rapport fournit un coefficient de réaction vertical du sol compris entre 1,66 et 5,61 MPa/m. À partir de ces coefficients de réactions du sol, nous avons déterminé les contraintes maximales du béton et les tassements aux deux bornes.

Les appuis rigides ont donc été remplacés par des ressorts élastiques linéaires.

- Définitions des cas de charges

Cinq cas de charges élémentaires ont été définis dans Robot, conformément aux hypothèses de chargements présentées au chapitre précédent

Tableau 10 : Cas de charges élémentaires

N°	Désignation	Type	Mode d'application
1	Poids propre	Permanente (G)	Générer automatiquement par robot à partir des volumes et ρb = 25 KN/m³
2	Charges d'équipements	Permanente (G)	Charges surfaciques sur les zones concernées
3	Charges d'exploitation	Variable (Q)	Charge surfacique uniformes
4	Pression hydrostatique	Variable (Qhdr)	Pression linéairement variable avec la hauteur appliquée sur la face extérieure de la cheminée et la face intérieur de la cuve
5	Eau	Variable (Eau)	
6	Vent	Climatique (w)	Générer automatiquement selon les règles NV 65

Les règles NV 65 ne disposent pas d'une cartographie officielle couvrant le territoire ivoirien. En l'absence d'une norme nationale spécifique au vent en Côte d'Ivoire, elles sont appliquées par convention dans la pratique locale de l'ingénierie. Les paramètres retenus pour le site d'Abidjan-Marcory s'appuient sur les données météorologiques de la station d'Abidjan (SODEXAM), qui enregistrent des vitesses de vent maximales comprises entre 20 et 25 m/s, compatibles avec les prescriptions de la Zone 1 de NV 65 (q_{10} = 50 daN/m²) (SODEXAM, 2024).

Le site de l'INJS de Marcory est localisé à environ 300 m de la lagune Ébrié, avec des constructions interposées entre le site et la lagune. Toutefois, compte tenu de la hauteur de l'ouvrage (53 m), qui dépasse significativement le gabarit des bâtiments environnants, la partie supérieure de la structure est directement exposée aux vents en provenance de la lagune. Le site est donc classé en site Exposé conformément aux définitions des règles NV 65, conduisant à une pression dynamique de référence de q_{10} = 68,85 daN/m². La pression dynamique de référence est multipliée par le coefficient de forme pour obtenir la pression sur les différents éléments. (voir l'annexe B5)

Avec $\begin{cases} \lambda = \frac{h}{D};\ lorsque\ le\ diamétre\ est\ constant \\ \lambda = \frac{h^2}{st};\ lorsque\ le\ diamétre\ varie\ sur\ la\ hauteur \end{cases}$

$$c_f = c_{t0\,x\,\gamma}$$

Tableau 11 : Paramètre de l'action du vent

Paramètre	Valeur
Référentiel	NV 65
Région	I
Site	Exposé
Vitesse du vent	28,6 m/s
Pression dynamique de base	68,85 daN/m²
Coefficient de forme	0,77 pour la cuve et 0,675 sur les autres parties du château d'eau
Pression dynamique sur le fût	53,19 daN/m²
Pression dynamique sur la cuve	46,47 daN/m²
Pression dynamique sur la coupole supérieur	46,47 daN/m²
Pression dynamique sur le lanterneau	46,47 daN/m²
Sens	X+

- Combinaison d'actions

Conformément au Bael 91, les combinaisons d'actions appliquées au modèle ont été générées manuellement à partir des cas de charges élémentaires.

Tableau 12 : Combinaison d'actions

États de la structure	Combinaison	États	Combinaison
Pleine	C1	ELU	1,35G +1,5Q + 1,5 EAU + 1,5Q hdro + 1,8W
	C2	ELS	G + Q + Eau + QHydro + W
	C3	Accidentelle	1.35G +1.5Q+1.5 EAU+1.5Qhdro
Vide	C4	ELU	1.35G +1.5Q+1.8W
	C5	ELS	G +Q + W
	C6	Accidentelle	G +Q

Les combinaisons C1 à C3 sont utilisées pour les vérifications aux états limites ultimes (résistance des sections, ferraillage), tandis que les combinaisons C4 à C6 sont utilisées pour les vérifications aux états limites de service (contraintes, fissuration, déformations).

- Synthèse du modèle numérique

Le modèle numérique ainsi construit constitue une représentation tridimensionnelle complète de l'ouvrage, intégrant l'ensemble des éléments structurels, des matériaux et des actions à prendre en compte. Sa cohérence avec les hypothèses du chapitre précédent et son adéquation aux particularités d'une structure axisymétrique en béton armé permettent d'envisager une analyse statique fiable, dont les résultats sont présentés dans la section suivante.

II. Résultats de l'analyse statique

Une analyse statique linéaire a été conduite sous Robot Structural Analysis sur l'ensemble des 6 combinaisons d'actions définies, comprenant aussi bien les scénarios « Plein » (cuve remplie, configuration de service) que les scénarios « Vide » (cuve vide, configuration dimensionnante pour le renversement). Pour chaque combinaison, le logiciel a déterminé en tout point du maillage les déplacements, les contraintes, les efforts internes (traction, compression, flexion, cisaillement) et les réactions d'appui.

Les résultats présentés dans cette section correspondent aux combinaisons enveloppes les plus défavorables identifiées :

- Comb1 Plein : 1,35 G + 1,5 Q + 1,5 EAU + 1,5Q hdro +1.8 W, retenue pour l'analyse des déplacements et des réactions d'appui à l'état limite ultime ;

- Comb5 plein : G + Q + W, retenue pour l'analyse des contraintes et des sollicitations à l'état limite de service.

Le choix de ces deux combinaisons permet de couvrir les vérifications réglementaires aux deux états limites pour la configuration la plus sollicitante en service.

II.1. Déformée globale et déplacements maximaux

Afin d'évaluer le comportement global de la structure sous la combinaison la plus défavorable la déformée des barres et les déplacements nodaux ont été extraits du modèle Robot. Les figures a et b présentent respectivement la déformée des barres et la cartographie des déplacements maximaux des nœuds.

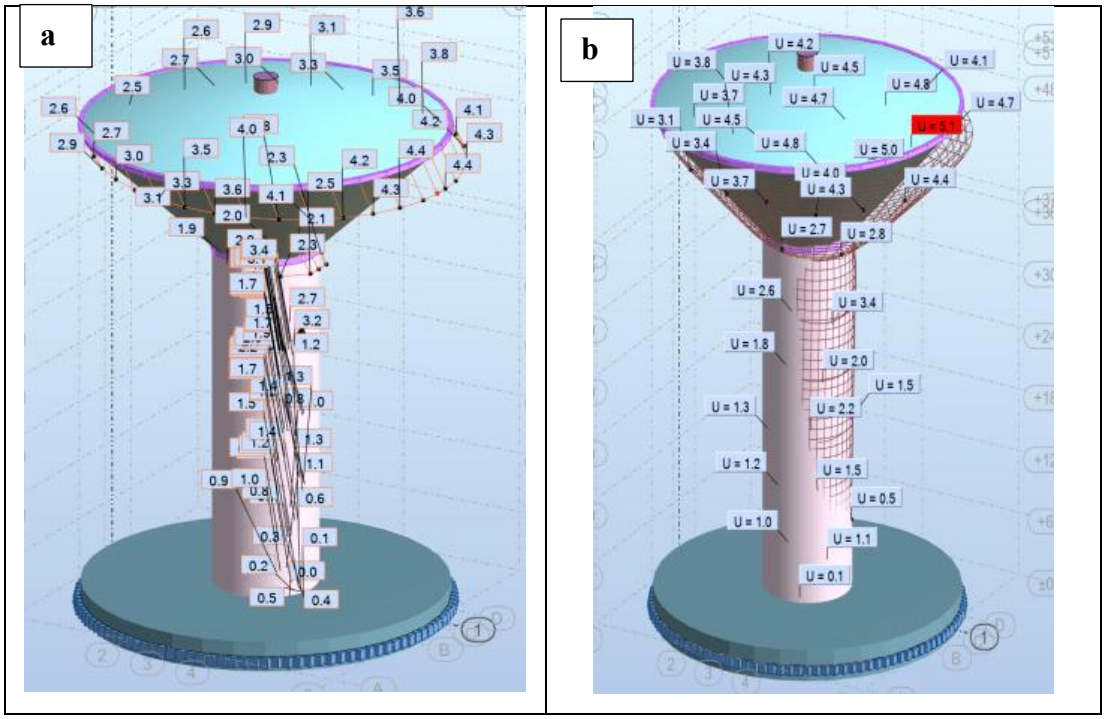


Figure 9 : Déformée des barres (a) et déplacements nodaux (b) de la structure

II.1.1. Déformée global

La déformée globale de l'ouvrage sous la combinaison COMB1 Plein (ELU) est représentée par la Figure 9. Elle traduit le comportement combiné de la structure soumise à son poids propre, à la pression hydrostatique et à l'action du vent.

- une déformation locale de la cuve tronconique, particulièrement marquée en partie inférieure où la pression hydrostatique atteint son maximum ;
- une déformation de la coupole supérieure combinant l'effet du vent et du poids des équipements ;

- un basculement très limité de l'ouvrage à sa base, conforme à l'hypothèse d'encastrement.

II.1.2. Déplacements maximaux

Les déplacements maximaux relevés sur le modèle sont synthétisés dans le tableau 13.

Tableau 13 : déplacements maximaux par Zone

Zone de l'ouvrage	Déplacements U (cm)
Sommet de la coupole supérieure (Z= + 51,5)	4,1 à 5,0
Sommet de la cuve ; maximum global (Z= +48,00 m)	5,1
Sommet coupole de fond (Z= +37,25)	3,7 à 4,4
Jonction cuve-fût (Z= +36,00)	2,7 à 2,8
Mi-hauteur du fût (Z= +18,00)	1,5 à 1,8
Quart inférieur du fût (Z= +6,00)	0,9 à 1,2

Le déplacement maximal en sommet de l'ouvrage atteint 5,1 cm sous la combinaison ELU la plus défavorable.

Ce déplacement est comparé aux déplacements admissibles en tete de l'ouvrage et évaluer conformément a la pratique courante de dimensionnement des structures élancées en béton armé, en retenant la formule suivante[2] :

$$\delta adm = \frac{H}{n}$$

Avec $n = \begin{cases} 500\ pour\ les\ structure\ rigide \\ 400\ pour\ les\ ouvrage\ courant \\ 300\ pour\ les\ ouvrages\ souple \end{cases}$

Tableau 14 : vérification du déplacement admissible

Zone de l'ouvrage	Déplacements U (cm)	Déplacements admissibles (cm)	Vérification
Sommet de la coupole supérieur (Z= + 51,5)	4,1 à 5,0	10,3	Vérifié
Sommet de la cuve ; maximum global (Z= +48,00 m)	5,1	9,6	
Sommet coupole de fond (Z= +37,25)	3,7 à 4,4	7,45	

[2] http://www.freelem.com/eurocode/eurocode3/exemple.htm

Zone de l'ouvrage	Déplacements U (cm)	Déplacements admissibles (cm)	Vérification
Jonction cuve-fût (Z= +36,00)	2,7 à 2,8	7,2	
Mi-hauteur du fût (Z= +18,00)	1,5 à 1,8	3.6	
Quart inférieur du fût (Z= +6,00)	0,9 à 1,2	1.2	

Les déplacements obtenus sont largement inférieurs aux valeurs admissibles, ce qui confirme la bonne rigidité globale de la structure. La déformée demeure ainsi compatible avec les exigences de service.

II.2. Cartographie des contraintes

Les cartographies de contraintes ont été extraites sous la combinaison ELS (COMB5 plein) qui constitue la combinaison de référence pour la vérification des contraintes en service. Les contraintes sont exprimées en MPa et calculées en surface moyenne des panneaux.

II.2.1. Contraintes dans la cuve

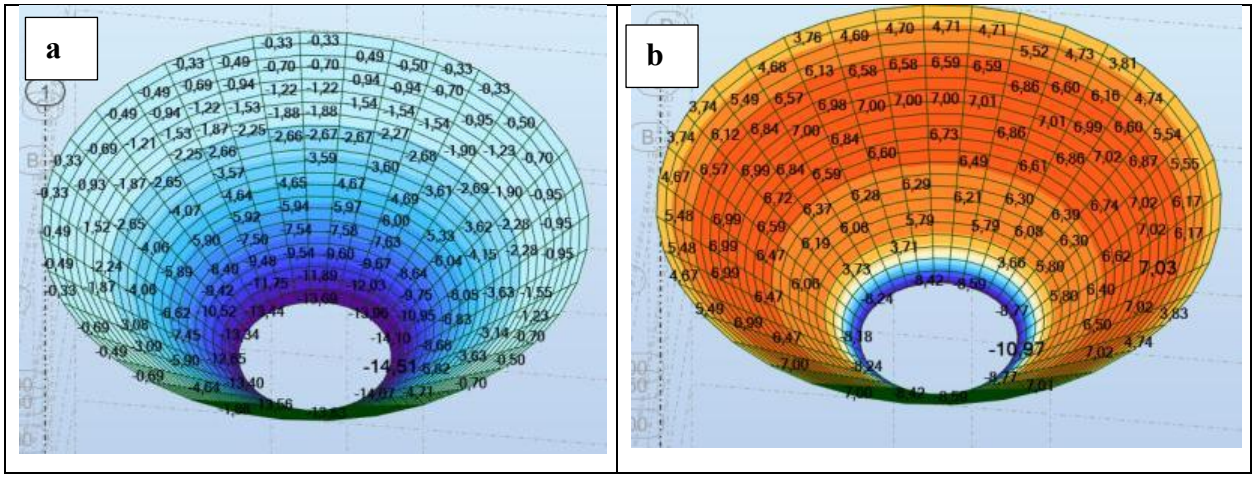


Figure 10 : contrainte des cerces (a) et des méridiens (b) dans la cuve

Les contraintes extraites du modèle sous la combinaison ELS (COMB5 plein) sont synthétisées dans le tableau 15 ci-après. Elles permettent d'identifier les zones critiques de la cuve et de vérifier le respect des contraintes admissibles.

Tableau 15 : Contrainte principale dans la cuve

Composante	Minimum (MPa)	Maximum (MPa)	Localisation des extrêmes
a (σxx cerces)	-14,51	-0.33	Compression totale

Composante	Minimum (MPa)	Maximum (MPa)	Localisation des extrêmes
b (σyy méridiens)	-10,97	+7,10	Compression en partie inférieure, traction en partie supérieure, cuve en flexion composée

L'analyse des contraintes dans la cuve fait apparaître deux zones distinctes :

une zone supérieure en traction (couleur orangée sur les cartographies), où les contraintes atteignent +7 MPa ;

une zone inférieure en forte compression (couleur bleue), où les contraintes descendent jusqu'à -10,97 MPa au niveau de la jonction avec la coupole de fond.

La contrainte maximale de compression observée (14,51 MPa) est observée à la jonction de la cuve et de la ceinture d'appuis, en dehors de cette zone les contraintes sont inférieures à la contrainte admissible. Les concentrations de contraintes à la jonction entre la cuve et le fût nécessitent la mise en place d'une ceinture qui reprendra les efforts dans cette zone

- Vérification des contraintes admissibles

Contrainte de compression

La contrainte admissible de compression dans le béton est calculée à partir de la formule définis en (II.5.1) du chapitre II

$$\sigma adm = 11{,}08 MPa < \sigma bc$$

La contrainte de compression dans le béton étant supérieure à la contrainte admissible nous avons augmenté l'épaisseur de la cuve conformément aux prescriptions du fascicule 74.

Nous avons donc une épaisseur de cuve de 50 cm pour une contrainte dans le béton de 11,62 MPa et une contrainte admissible de 12,25 MPa (Cartographie des contraintes en annexe A)

$$\sigma adm = 12{,}25\ MPa > \sigma bc = 11{,}62\ MPa$$

Contrainte de traction

La contrainte de traction dans les armatures de la cuve ne doit pas excéder la contrainte limite calculer dans le tableau 4 du chapitre II (II.4)

II.2.2. Contraintes dans le fût support

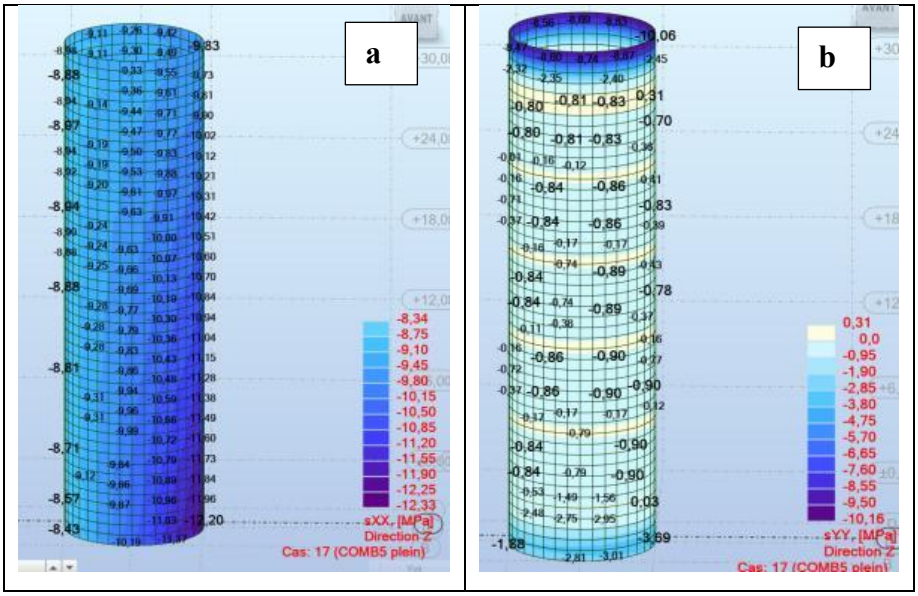


Figure 11 : Contrainte des méridiens (a) et des cerces(b) dans le fût

Les contraintes dans le fût support ont été extraites sous la même combinaison ELS. Le tableau 16 ci-après présente les valeurs minimales et maximales des composantes de contraintes relevées sur l'ensemble de l'élément.

Tableau 16 : Contrainte principale dans le fût

Composante	Minimum (MPa)	Maximum (MPa)	Observation
a (σxx, méridiens)	-12,33	-8,34	Compression uniforme
b (σyy, cerces)	-10,75	0,31	Compression uniforme

Le fût travaille principalement en compression, comme attendu pour un élément porteur élancé soumis à un poids vertical important. Les principales observations sont les suivantes :

- les contraintes σxx atteignent -12,33 MPa à la base du fût. ;
- une traction très localisée (+0,31 MPa) apparaît en sommet de fût, à la jonction avec la coupole de fond ; cette zone correspond à une concentration de contraintes due à la transition géométrique entre le fût cylindrique et la coupole de fond ;
- les contraintes circonférentielles σyy sont uniformément en compression (-8,34 à -12,33 MPa), ce qui traduit l'effet de cerclage exercé par la cuve sur le fût.

La contrainte admissible du béton est :

$$\sigma adm = 12{,}25\ Mpa < \sigma bc$$

Nous avons augmenté l'épaisseur du fût de 5 cm supplémentaire afin d'avoir une contrainte dans le béton inférieure à la contrainte admissible. Avec cette nouvelle épaisseur de 55 cm, la contrainte maximale dans le béton est de 11,19 MPa, ce qui est inférieur à la nouvelle contrainte admissible (12,83 MPa, Cartographie des contrainte en annexe)

$$\sigma adm = 12{,}83\ MPa > \sigma bc = 11{,}19\ Mpa$$

II.2.3. Contraintes dans la cheminée

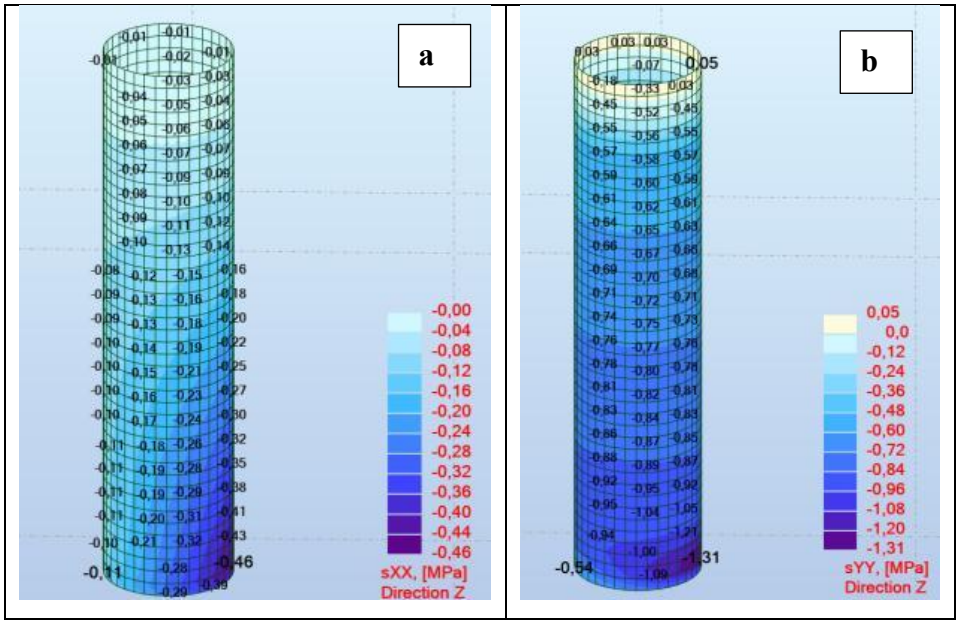


Figure 12: Contrainte des méridiens (a) et des cerces(b) dans la cheminée

Les contraintes dans la cheminée centrale ont été extraites sous la combinaison ELS la plus défavorable. Les résultats sont synthétisés dans le tableau 17.

Tableau 17 : Contrainte dans la cheminée

Direction	Minimum (MPa)	Maximum (MPa)	Observation
a (σxx, méridiens)	-0,46	+0,00	Compression uniforme
b (σyy ; cerces)	-1,31	+0,05	Compression uniforme

La contrainte admissible de compression dans la chemine est calculer a partir de la formule définis en (II.5.1) du chapitre II

$$\sigma bc = 9{,}33\ MPa$$

$$\sigma adm > \sigma bc$$

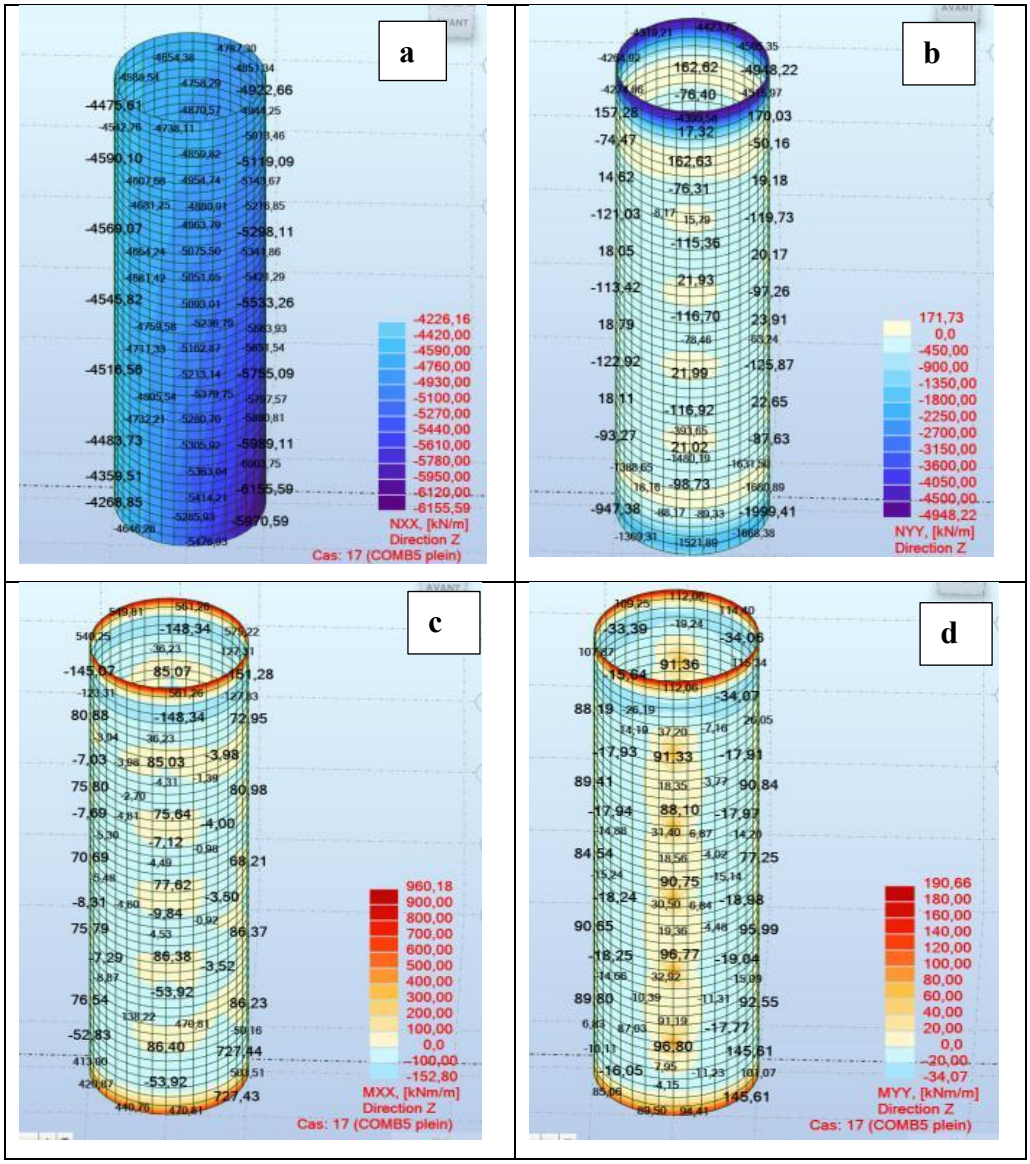
La cheminée travaille principalement en compression. La contrainte méridienne résulte du poids propre et des charges verticales transmises depuis la superstructure. La contrainte circonférentielle, plus élevée, est générée par la pression hydrostatique externe exercée par l'eau de la cuve sur les parois de la cheminée (comportement inverse de la cuve tronconique). La contrainte maximale de 1,31 MPa est très inférieure à la contrainte admissible

II.3. Sollicitations des éléments principaux

Cette section présente les sollicitations en termes d'effort normal, d'effort tranchant et de moments fléchissant, qui constituent les données d'entrée directes pour le dimensionnement du ferraillage.

II.3.1. Sollicitations dans le fût

Le fût est l'élément qui transmet l'ensemble des charges de la superstructure à la fondation. Les efforts qu'il subit conditionnent à la fois son propre dimensionnement et celui de la fondation.



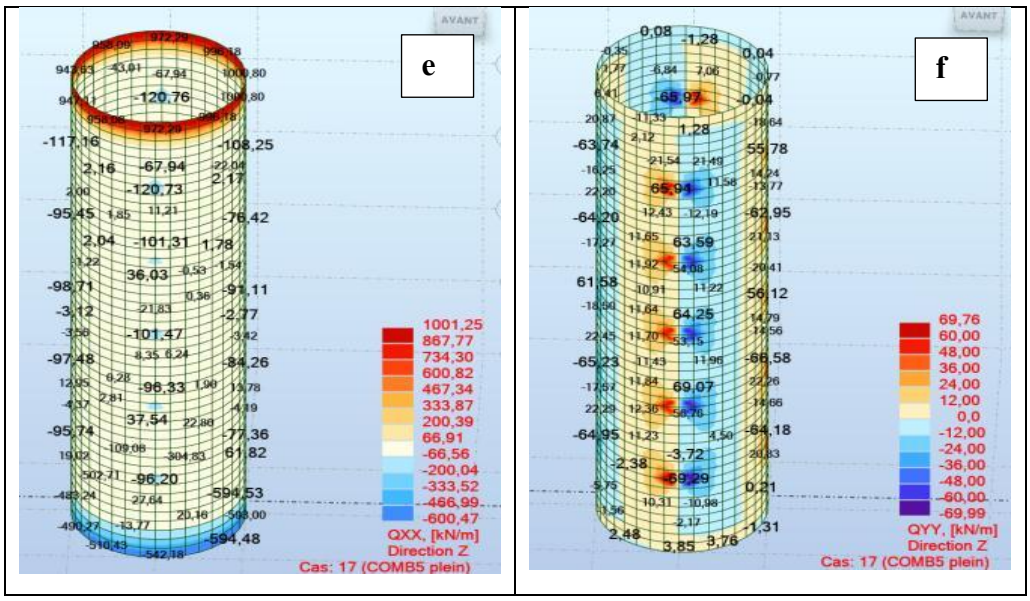


Figure 13: Sollicitations dans le fût

Les sollicitations extraites du modèle Robot au niveau du fût porteur sous la combinaison enveloppe sont synthétisées dans le tableau 18 pour les six composantes d'effort retenues

Tableau 18 : Sollicitations dans le fût

Composante	Min	Max
A : Nxx (kN/m)	-6155,59	-4226,16
B : Nyy (kN/m)	-4948,22	171,73
C : Mxx (kN.m/m)	-152,80	960,18
D : Myy (kN.m/m)	-34,07	190,66
E :Qxx (kN/m)	-600,47	1001,25
F :Qyy (kN/m)	-69,99	69,76

L'analyse des résultats du fût met en évidence deux phénomènes essentiels :

(a) Une compression horizontale dominante

L'effort normal vertical Nyy atteint -6045,95 kN/m a la mi-hauteur du fût. Pour une épaisseur de paroi de 55 cm, cela correspond à une contrainte moyenne de compression :

$$\sigma moy = \frac{N}{e}, avec\ e: épaisseur\ du\ fût$$

$$\sigma moy = \frac{6155,59}{550} = 11,19\ MPa$$

(b) Une concentration de sollicitations en tête de fût.

À la jonction entre le fût et la coupole de fond (Z = +36,00 m), on observe une forte concentration des :

Moments circonférentiels Mxx atteignant +960,18 kNm/m ;

efforts tranchants Qxx atteignant +1001,25 kN/m.

Cette zone constitue la section dimensionnante du fût et nécessitera un ferraillage renforcé comprenant à la fois des armatures verticales et horizontales, ainsi que des cadres de cisaillement pour reprendre les efforts tranchants élevés. Cette concentration s'explique par la transition géométrique et par le transfert des charges de la cuve vers le fût.

II.3.2. Sollicitations dans la cuve tronconique

Les sollicitations principales observées au niveau de la cuve tronconique sont obtenues à partir des cartographies de la figures 14

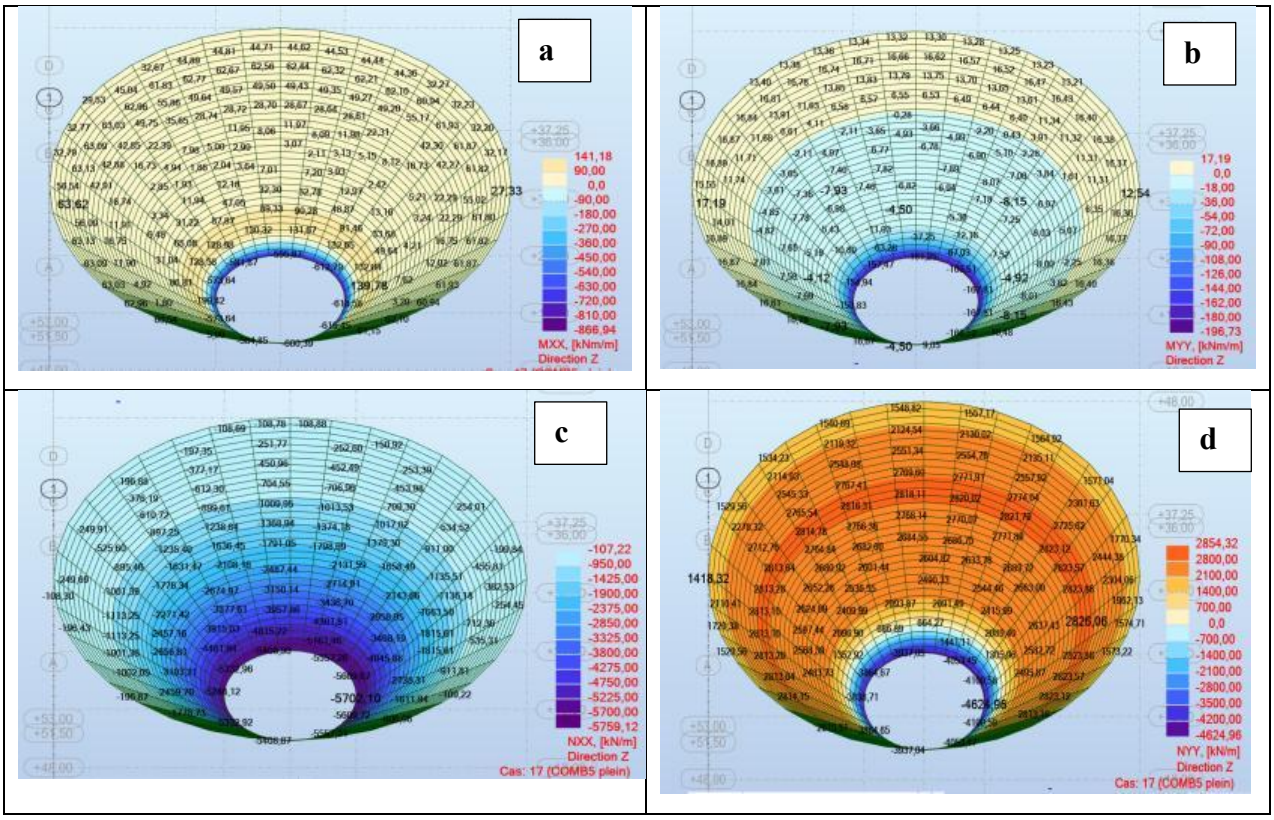


Figure 14 : Sollicitations dans la cuve

Les sollicitations principales observées au niveau de la cuve tronconique sont extraites des cartographies issues de l'analyse par éléments finis. Elles sont synthétisées dans le tableau 19 ci-après.

Tableau 19: sollicitations dans la cuve tronconique

Composante	Min	Max
a : Mxx (kN.m/m)	-866,99	141,18
b : Myy (kN.m/m)	-196,73	17,19
c : Nxx (KN/m)	-5759,12	-107,22
d : Nyy (KN/m)	-4624,93	2854,32

L'analyse des sollicitations dans la cuve tronconique montre que les efforts normaux méridiens NXX atteignent 5 759,12 kN/m en compression pure reprise par le béton. Les efforts annulaires NYY présentent une traction maximale de +2 854,32 kN/m que le béton ne peut pas reprendre seul. Conformément au Fascicule 74 (ministère de l'Équipement, 1997), c'est cet effort de traction annulaire qui gouverne le dimensionnement des armatures horizontales (cerces) détaillé est présenté en Section 3.

II.3.3. Sollicitations dans les coupoles

- Coupole supérieure

La cartographie des sollicitations principales au niveau de la coupole supérieure nous a permis d'extraire les sollicitations maximales résumées dans le tableau 20

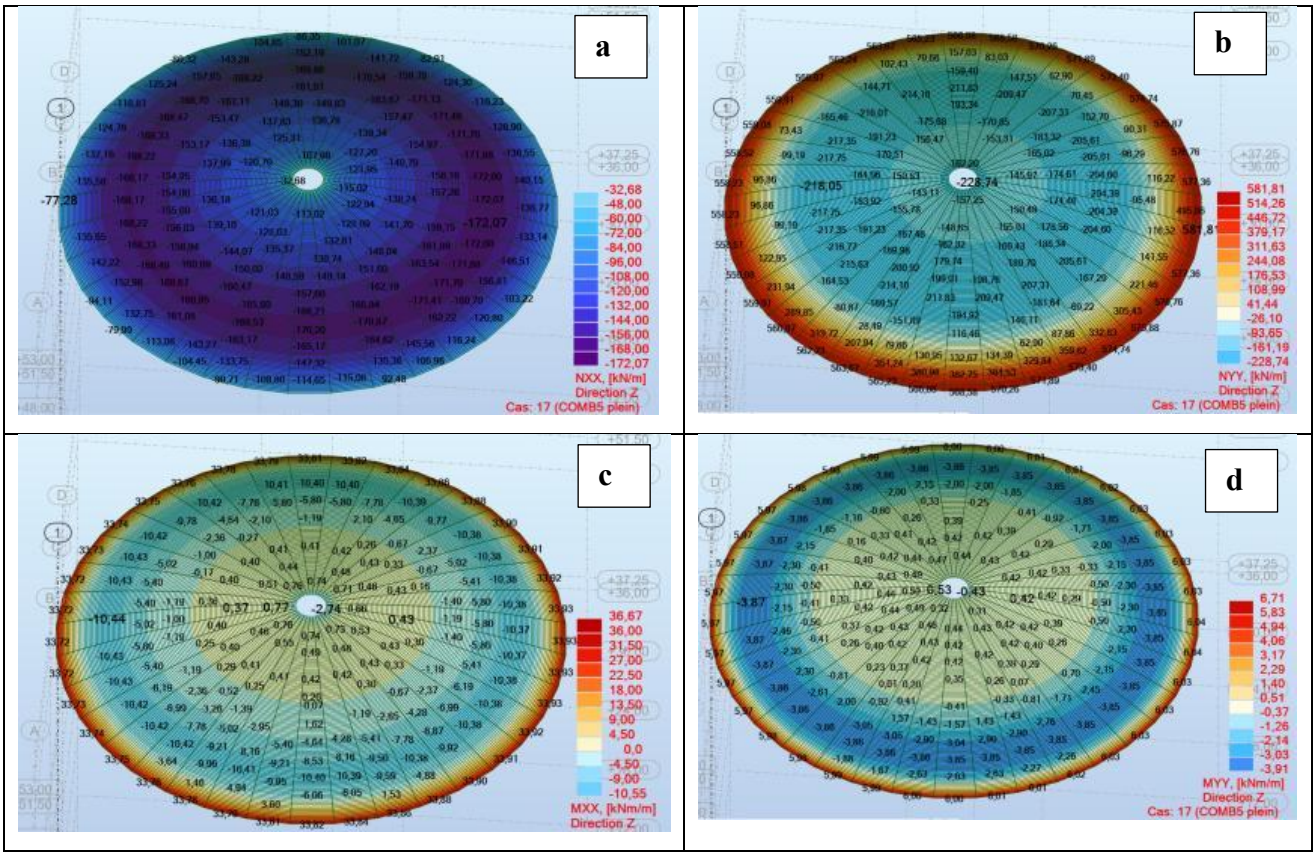


Figure 15: Sollicitations sur la coupole supérieure

La cartographie des sollicitations principales au niveau de la coupole supérieure permet d'extraire les valeurs maximales résumées dans le tableau 20.

Tableau 20 : sollicitations dans la coupole supérieure

Composante	Min	Max
a : Nxx (KN/m)	-172,07	-32,68
b : Nyy (KN/m)	-228,74	581,81
c : Mxx (kN.m/m)	-10,55	+36,67
d : Myy (kN.m/m)	-3,91	+6,71

La coupole supérieure travaille principalement en compression. Le ferraillage requis pour cette coupole sera donc relativement léger, à dimensionner principalement pour reprendre la flexion locale due à la charge d'exploitation et au vent.

- Coupole de fond

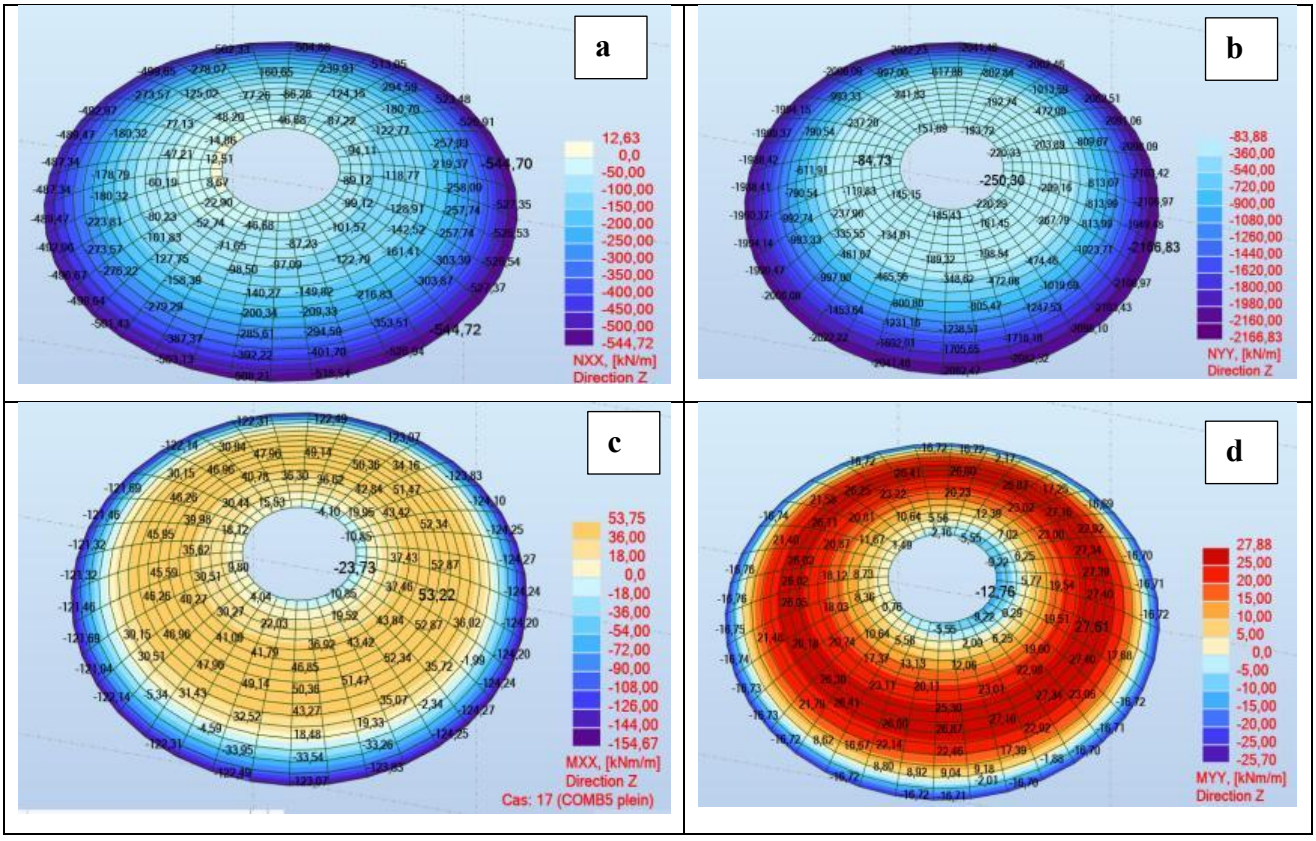


Figure 16 : Sollicitations dans la coupole de fond

La cartographie des sollicitations dans la coupole de fond révèle un comportement particulier à la jonction avec la cuve et le fût. Les valeurs extraites sont synthétisées dans le tableau 21.

Tableau 21 : Sollicitations dans la coupole de fond

Composante	Min	Max
A : Mxx (kN.m/m)	-154,67	+53,75
B : Myy (kN.m/m)	-25,70	+27,88
C : Nxx (kN/m)	-544,72	12,63
D : Nyy (kN/m)	-2166,83	-83,88

Les sollicitations dans la coupole de fond révèlent un comportement en compression biaxiale sur la majeure partie de sa surface. Cependant, le moment fléchissant méridien atteint −154,67 kN.m/m au point de jonction entre la coupole de fond, la cuve tronconique, le fût porteur et la ceinture d'appuis. C'est ce moment méridien MXX qui gouverne le dimensionnement des armatures de la coupole de fond

II.3.4. Sollicitations dans la cheminée

La cheminée supporte son poids propre et les charges hydrostatiques

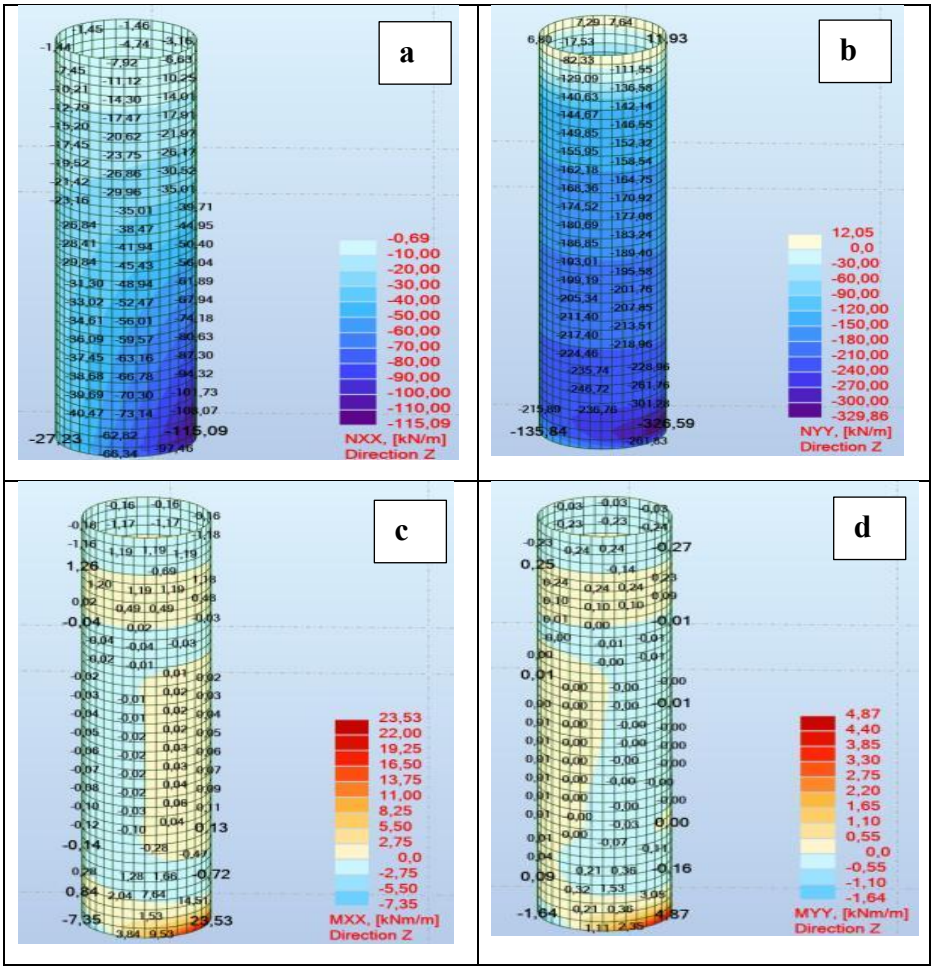


Figure 17 : sollicitations dans la cheminée

Les sollicitations dans la cheminée centrale ont été extraites du modèle sous la combinaison enveloppe. Le tableau 22 ci-après présente les efforts normaux et les moments fléchissant relevés dans cet élément.

Tableau 22 : Sollicitations dans la cheminée

Composante	Min	Max
a : Nxx (kN/m)	-115,09	-0,69
b : Nyy (kN/m)	-329,86	+12,05
c : Mxx (kN.m/m)	-7,35	+23,53
d : Myy (kN.m/m)	-1,64	+4,87

II.4. Dimensionnement de la fondation

II.4.1. Caractéristiques géotechniques du sol

- Reconnaissance géotechnique réalisée

Le programme de reconnaissance conduit par le LBTP en avril 2026 comprend les investigations suivantes, permettant une caractérisation complète des sols sur 60 m de profondeur :

Tableau 23 : programme de reconnaissance géotechnique

Type d'investigation	Nombre	Profondeur
Forage pressiométrique (Sp1, SP2)	2	60 m
Forages pressiométriques (SP3, SP4	2	50 m
Sondages carottés (SC1, SC2)	2	50 – 55 m
Prélèvements d'échantillons intacts	6	50 – 55 m
Essais d'identification (AG, LA, TE, PS)	6	—
Essais de cisaillement	6	—
Analyses chimiques eau de nappe	2	—
Analyses chimiques de sol	2	—

- Stratigraphie et modèle géologique

La stratigraphie du site, établie à partir des sondages carottés et confirmée par les essais pressiométriques, est synthétisée dans le tableau 48 de l'annexe C. Elle fait apparaître une succession de couches sableuses puis argileuses, avec une couche d'ancrage très favorable située à partir de 40,50 m.

- Nappe phréatique

La nappe phréatique a été relevée à une profondeur très faible dans l'ensemble des sondages, niveau de la nappe : 1,00 à 1,80 m / TN (relevé d'octobre 2025)

Cette nappe très haute conditionne plusieurs choix techniques :

- Mise en œuvre des pieux par forage à la boue bentonitique pour stabiliser les parois en présence d'eau ;
- Augmentation des enrobages : 5 cm minimum pour les pieux (au lieu de 3 cm courants) en raison du caractère agressif modéré du milieu (classe d'exposition XS1/XC4) ;
- Choix d'un béton de classe minimale B30 (passage à B35 retenu par conformité avec le reste de l'ouvrage).

- Couche d'ancrage des pieux

La couche d'ancrage retenue pour les pieux est l'argile grisâtre très raide située entre 40,50 m et 60,00 m de profondeur, présentant des caractéristiques pressiométriques exceptionnelles :

Ple = 5175 kPa* (pression limite nette)

EM = 45 533 kPa (module pressiométrique)

Ces valeurs classent cette couche parmi les sols à très bonne portance selon la classification de la NF P 94-262, permettant la transmission des charges d'un ouvrage massif comme le présent château d'eau.

II.4.2. Réaction du sol

La figure 18 présente la cartographie des réactions du sol transmises par le radier sous les combinaisons ELS (a) et ELU (b)

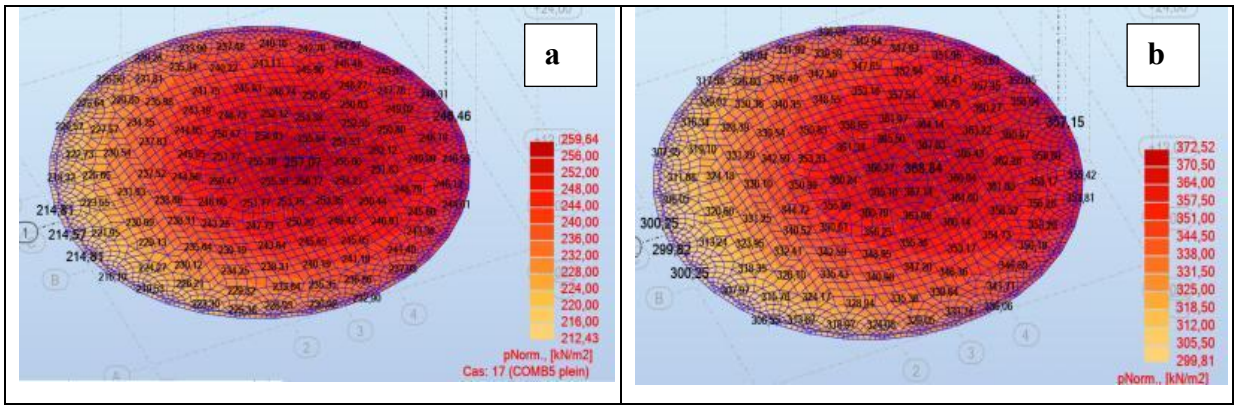


Figure 18 : réaction du sol à l'ELS (a) et à l'ELU (b)

Les tassements prévisionnels du radier ont été extraits du modèle Robot sous les combinaisons ELS (a) et ELU (b). La figure 19 présente la cartographie de ces tassements, dont les valeurs sont à comparer à la limite admissible fixée par la norme NF P 94-261.

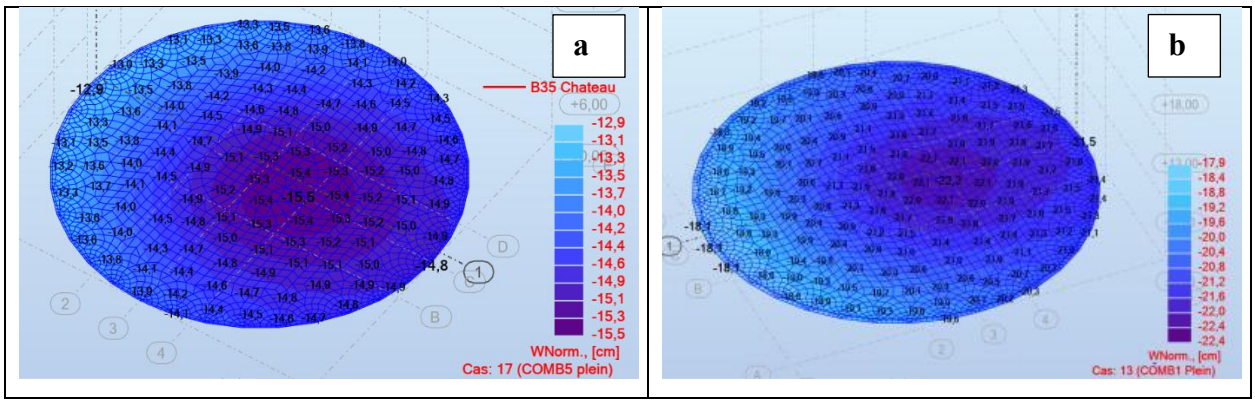


Figure 19 : Tassements prévisionnels du radier à l'ELS (a) et à l'ELU (b)

Afin d'évaluer la compatibilité d'une fondation superficielle avec les caractéristiques géotechniques du site, les réactions transmises au sol par le radier ont été extraites du modèle Robot sous les combinaisons ELU et ELS. Les résultats sont synthétisés dans le tableau 24 ci-après.

Tableau 24 : Contrainte transmises au sol par le radier

Combinaison	Contrainte min (kN/m²)	Contrainte max (kN/m²)
ELU Plein	305,50	372,52
ELS plein	212,43	259,64

Les résultats des reconnaissances géotechniques effectuées sur le site de l'INJS à Marcory révèlent une contrainte admissible du sol de 250 kN/m² qui est inférieur à la réaction du sol à l'ELS (259,64 kN/m².), la réaction du sol observée ne permet pas de vérifier la relation suivante :

$$\sigma els \leq \sigma adm$$

De plus l'amplitude des tassements prévisibles du radier se situe entre 12.90 cm et 15,50 cm. Les résultats du calcul de tassement montrent que le tassement total prévisionnel excède la valeur admissible de 50 mm recommandée par la norme NF P 94-261 (AFNOR, 2013) relative au dimensionnement géotechnique des fondations profondes.

II.4.3. Choix de la solution de fondation

L'étude géotechnique conduite sur le site de l'INJS de Marcory par le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics (LBTP) (rapport n° 2025/DGC2/SF/0730 ; version 08 du 21 avril 2026) (LBTP, 2026) établit que la solution de fondation superficielle de type radier n'est pas envisageable dans le contexte du présent ouvrage. Cette conclusion résulte de la convergence de deux constats défavorables :

- Capacité portante limitée

La contrainte admissible du sol au niveau d'ancrage du radier projeté (3,00 m de profondeur) a été évaluée à :

$$\sigma_{adm} = 0{,}25\ Mpa = 250\ Kpa$$

Cette valeur, comparée à la contrainte appliquée à l'ELS (259,03 kN/m² voir II-4.2) ne laisse aucune marge de sécurité acceptable.

- Tassements prévisibles excessifs

Les tassements observés au niveau du radier sont compris entre 12.90 et 15,50 cm ; étant donné que le rapport géotechnique stipule que la limite réglementaire est de 50 mm défini par la norme NF P 94-261 (AFNOR, 2013) (Justification des ouvrages géotechniques Fondations superficielles), les tassements sont largement supérieurs à cette prescription.

- Justification du choix de la fondation adoptée

Sur la base des conclusions du rapport géotechnique, la solution retenue est une fondation profonde sur pieux forés à la boue bentonitique ancrés dans la couche d'argile grisâtre très raide identifiée entre 40,50 et 60,00 m de profondeur. Cette solution présente plusieurs avantages déterminants :

- Tassements maîtrisés : 7,49 mm à 8,42 mm selon le diamètre retenu, très en deçà des limites admissibles ;
- Capacité portante élevée : par mobilisation du frottement latéral sur toute la hauteur utile (au-delà des 7 premiers mètres de sable lâche négligé) et de la résistance de pointe dans l'argile très raide ;
- Adaptabilité aux conditions hydrogéologiques : la technique du forage sous boue bentonitique permet de stabiliser les parois du forage en présence d'une nappe phréatique superficielle (1,00 à 1,80 m / TN) ;
- Conformité aux référentiels en vigueur : conception et calcul selon NF P 94-262 (AFNOR, 2012) (Justification des ouvrages géotechniques ; Fondations profondes)

II.4.4. Choix du type et de la géométrie des pieux

Capacité portante d'un pieu isolé est calculée par la méthode pressiométrique de Ménard conformément à l'annexe A de la norme NF P 94-262. La charge limite totale est :

$$Ql = Qp + Qs$$

Les éléments de fondation étant mis en œuvre sans refoulement, la formule devient ;

$$Ql = 0{,}5\ Qp + 0{,}7\ Qs$$

Avec $\begin{cases} Qp = \ résistance\ de\ pointe \\ Qs = résistance\ par\ frottement\ latéral \end{cases}$

$$Qp = 1986{,}05\ kN$$

$$Qs = 7037{,}16\ kN$$

Les valeurs unitaires de frottements fs sont lues sur les abaques B de NF P 94-262 pour pieux forés à la boue, e, fonction de pl* par couche. Le frottement est négligé sur les 7 premiers mètres (Sable lâche, Pl*<400kPa).

En projetant sur la valeur des pl(i) on lit les valeurs des qs(i) sur la courbe et on a

$$Ql = 5919{,}04kN$$

- Vérification du tassement d'un pieu isolé sous charge de service

La raideur verticale du pieu et le tassement sous charge de service sont calculés par la méthode de Randolph & Wroth (1978), basée sur les modules pressiométriques Em du site.

$$\delta_v = \frac{Qservice}{kv}$$

La raideur verticale du pieu et le tassement sous charge de service ont été calculés par la méthode de Randolph & Wroth (1978), à partir des modules pressiométriques issus du rapport géotechnique LBTP. Les résultats sont présentés dans le tableau 25 ci-après.

Tableau 25 : Tassement d'un pieu

Raideur verticale du pieu	Tassement sous charge de service	Tassement admissible
236761,6	7,11 mm	25 mm

Le tassement calculé de 7,11 mm est très largement inférieur au tassement admissible de 25 mm fixé par NF P 94-261. Le pieu est validé au critère de tassement.

- Dimensionnement du groupe de pieux

Les charges transmises à la fondation sont déterminées pour la combinaison d'actions la plus défavorable.

$$N_{min} = \frac{242584{,}03}{5919{,}04} = 40{,}98$$

$$N_{min} = 41\ pieux$$

- Vérification de l'espacement minimum entre pieux

Disposition retenue : 3 anneaux concentriques

Sur la base du nombre de pieux calculé, une disposition en trois anneaux concentriques a été retenue afin de répartir uniformément les charges sous le radier tout en respectant l'espacement minimum imposé par la NF P 94-262. Le tableau 26 ci-après détaille cette disposition.

Tableau 26 : disposition retenue pour la répartition des pieux

Anneau	Rayon	Nb pieux	Espacement (m)
Anneau 1	r1=5,00 m	9	$2\pi\ x\ \frac{R}{n} = 3{,}49$
Anneau 2	r2 = 10,00 m	12	$2\pi\ x\ \frac{R}{n} = 5{,}24$
Anneau 3	r3 = 15,00 m	20	$2\pi\ x\ \frac{R}{n} = 4{,}71$

- Vérification de l'espacement entre couronnes

Distance C1 - C2 = 10 - 5 = 5 m > 3,00 m ✓

Distance C2 - C3 = 15 - 10 = 5 m > 3,00 m ✓

Tous les espacements respectent la prescription 3·D de la NF P 94-262.

- Vérification de la contrainte dans le béton

La vérification structurelle des pieux est effectuée conformément à la NF-P 94-262, pour le béton B35 avec un contrôle renforcé des matériaux Selon NF P 94-262, avec un béton fck = 35 MPa en contrôle renforcé (catégorie applicable aux pieux forés), les contraintes admissibles dans le béton du pieu sont :

$$\sigma_{béton\ (ELS)} = \frac{2425{,}84}{0.785\ x\ 10^{-3}} = 3{,}09\ MPa$$

$$\sigma_{béton\ (ELU)} = \frac{3461{,}73}{0.785\ x\ 10^{-3}} = 4{,}42\ MPa$$

La contrainte admissible dans le béton des pieux est déterminée conformément à la NF P 94-262 en fonction de la classe du béton, du type de contrôle et de la catégorie de pieu. Les valeurs retenues pour le présent projet sont récapitulées dans le tableau 27 ci-après.

Tableau 27 : Contrainte admissible dans le béton des pieux

Fck (MPa)	fck* (MPa)	controle	$\sigma C\ moy$ (MPa)	fcd ELS	fcdELU
35	25,64	renforcée	9,23	17,85	20

La contrainte de compression moyenne est vérifiée pour tous les pieux en considérant une résistance caractéristique du béton sur éprouvette cylindrique de 35 MPa à 28 jours d'âge.

II.4.5. Ferraillage des pieux

Le ferraillage des pieux forés est traité dans :

- NF P 94-262 (art. 5.4) ; sections d'armatures longitudinales et transversales

- Eurocode 2 (NF EN 1992-1-1) ; règles générales pour le béton armé
- Eurocode 7 (NF EN 1997-1) ; calcul géotechnique

La NF P 94-262 prime sur l'Eurocode 2 pour les dispositions spécifiques aux pieux, qui présentent des particularités importantes (mise en œuvre sous boue, contrôle limité, élancement vertical).

II.4.5.1. Section d'acier longitudinal minimale

Détermination de la section minimale

$$0{,}5\ m^2 < Ac = 0{,}785 \leq 1{,}0\ m^2$$

Conformément au tableau 5 pour une section de pieu compris entre 0,5 et 1 m^2 la section minimale d'acier à mettre en place dans le pieux est As min = 25 cm^2

Vérification complémentaire : Eurocode 2

L'Eurocode 2 impose en parallèle une section minimale liée à la compression :

$$Avec \begin{cases} 0{,}10\ x\ \dfrac{NEd}{fyd} = 9{,}19\ cm^2 \\ 0{,}002\ x\ A_c = 15{,}70\ cm^2 \end{cases} ;\ On\ retient\ max = 15{,}70\ cm^2$$

Cette valeur est inférieure à celle de la NF P 94-262 qui est spécifique aux fondations profondes, donc celle utilisé pour le choix des armatures.

II.4.5.2. Armatures transversales

Le pieu doit comporter des armatures transversales sous forme de cadres circulaires disposés perpendiculairement à l'axe

$$At_{min} \geq 0{,}002\ x\ b\ x\ s$$

Avec $\begin{cases} b = \text{ diamétre des pieux} \\ s = \text{ surface minimal} \end{cases}$

Espacement

$$s \leq min\{24;\ 60;\ 25\ cm\}$$

$$At_{min} \geq 0{,}002\ x\ 100\ x\ 24$$

$$At_{min} \geq 4{,}80\ cm^2$$

À l'issus du dimensionnement, les armatures retenues pour le pieu sont constituées de 8 barres HA 20 disposées longitudinalement, correspondant à une section d'acier total de 25,13 cm²/ml. Les Armatures transversales **sont composées de** 6 barres HA 12 espacé de 15 cm assurant une section d'acier de 6,78 cm²/ml.

III. Vérification de la stabilité d'ensemble

La vérification de la stabilité d'ensemble constitue une étape incontournable dans le processus dimensionnement du château d'eau. Elle vise à assurer que l'ouvrage, assimilé à un corps rigide

reposant sur sa fondation, reste stable sous l'effet combiné des charges permanentes, d'exploitation et des actions climatiques. Conformément aux prescriptions du Fascicule 74 et des règles NV 65, cette vérification est conduite à partir des réactions globales extraites du modèle numérique Robot pour la combinaison la plus défavorable. Elles portent sur deux aspects distincts :

- la vérification au renversement
- la vérification au glissement.

III.1. Action appliquée à l'ouvrage

- Réactions globales à la base de l'ouvrage

L'extraction des réactions globales à la base de l'ouvrage sous Robot fournit les valeurs suivantes, qui constituent les données d'entrée principales pour les vérifications de stabilité.

La vérification de la stabilité au renversement est conduite dans la configuration la plus défavorable, correspondant à la cuve vide sous charge de vent maximale

Tableau 28 : réaction globale à la base de l'ouvrage

Moment de renversement (kN.m)	Fx (kN)
71721,94	120257,26

III.2. Vérification aux renversements

- Calcul du moment stabilisant

Le moment stabilisant est fourni par le poids propre total de l'ouvrage (superstructure + radier) agissant avec un bras de levier égal au rayon du radier (l'ouvrage bascule autour d'un point d'appui périphérique).

$$Mstab = 120257{,}26\ x\ 17{,}5$$

$$Mstab = 2\ 104\ 502{,}05 kN/m = 2\ 104{,}50 Mn/m$$

- Vérification du coefficient de sécurité au renversement

$$FS_{renv} = \frac{2104{,}50}{71{,}72} = 29{,}34$$

$$FS_{renv} = 29{,}34 \gg 1{,}5$$

La stabilité au renversement est très largement assurée, avec une marge de sécurité considérable. La géométrie massive de l'ouvrage confère à la structure une excellente aptitude à résister au basculement.

III.3. Vérification au glissement

Pour le sol du site de Marcory (sol résiduel sablo-argileux), le coefficient de frottement à l'interface béton/sol est généralement compris entre 0,5 et 0,7. À titre conservatif, on retient μ = 0,50.

$$FS_{gliss} = \frac{0.5\ x\ 114\ 250{,}51}{2052{,}45}$$

$$FS_{gliss} = 27.83$$

$$FS_{gliss} = 27.83 \gg 1{,}5$$

La stabilité au glissement est très largement assurée. Le glissement ne constitue pas une préoccupation pour notre structure.

IV. Ferraillage de l'ouvrage

Cette section présente le dimensionnement et le ferraillage détaillé des différents éléments structurels de la superstructure du château d'eau, sur la base des sollicitations issues de l'analyse statique présentée en Section 2. Les vérifications et le calcul du ferraillage sont conduits conformément aux règles du BAEL 91 modifié 99 et aux dispositions complémentaires du Fascicule 74 pour les ouvrages de stockage d'eau.

Méthodologie de dimensionnement des coques

Le calcul du ferraillage des éléments modélisés par des coques (cuve, coupoles, fût, cheminée, dalles) est effectué pour les deux directions principales X et Y et sur les deux nappes (intérieure et extérieure), désignées dans Robot par :

X[-], Y[-] : armatures de la nappe intérieure (face inférieure du panneau) ;

X[+], Y[+] : armatures de la nappe extérieure (face supérieure du panneau).

Le calcul est mené à partir des combinaisons d'actions ELU et ELS définies en I-3. Pour chaque combinaison, Robot détermine la section d'acier théorique en cm²/m nécessaire pour reprendre les moments fléchissant et les efforts normaux, en respectant les contraintes admissibles définies par le BAEL pour le béton et l'acier en fissuration très préjudiciable.

Pour chaque élément structurel, la démarche suivie comprend :

- l'identification des sollicitations enveloppes (issues de la Section 2) ;
- l'extraction du ferraillage théorique fourni par Robot pour les quatre directions ;
- le choix du ferraillage réel (diamètres et espacements) couvrant le théorique ;
- la vérification des dispositions constructives réglementaires (sections minimales, espacements, ancrages, recouvrements) ;
- la présentation synthétique du ferraillage retenu (en annexe).

IV.1. Dimensionnement de la partie supérieure

IV.1.1. Coupole supérieure

- Caractéristiques de l'élément

La coupole supérieure assure la couverture étanche de la cuve. C'est un voile mince à double courbure travaillant principalement en compression. Ses caractéristiques sont :

Tableau 29 : Tableau récapitulatif des composantes de la coupole

Composante	Données retenues	
Épaisseur	20 cm	
Matériau	Béton B35 Château + armatures HA Fe E500	
Flèche	3,50 m (Z = +48,00 à +51,50 m)	
Enrobage nominal	3 cm	
Nxx	-174,09	-57,67
Nyy	-228,44	676,20

- Vérification de la contrainte

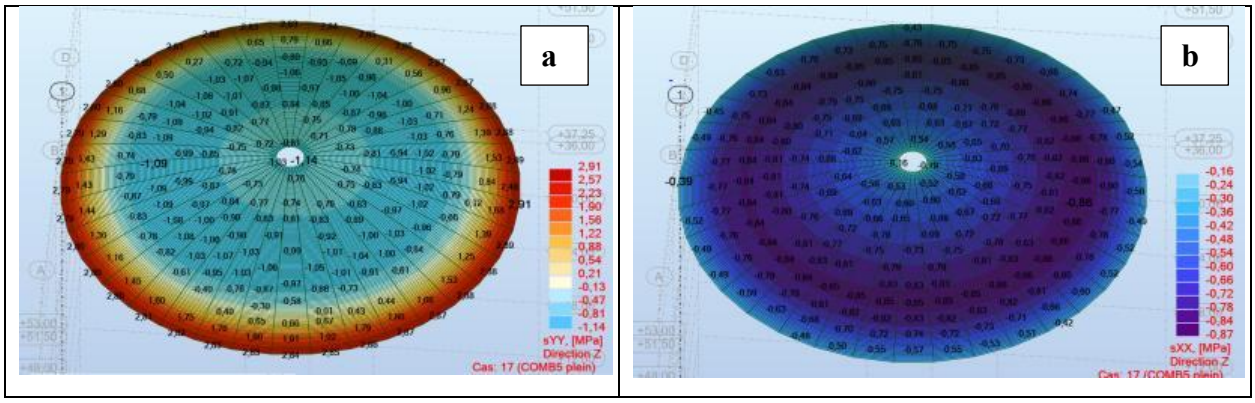


Figure 20 : Contrainte de compression dans le béton

Calcul de la contrainte de compression admissible dans le béton

$$\sigma adm = min \begin{cases} \frac{100xe}{R} \; x \; \sqrt[3]{fc28} \\ \frac{e + 0.55}{3} \; x \; fc28 \end{cases} = \begin{cases} 1{,}44 \; MPa \\ 8{,}75 \; MPa \end{cases}$$

$$\sigma adm = \; 1{,}44 \; Mpa > \sigma b = 1{,}14 \; MPa$$

La contrainte de compression maximale dans le béton est inférieure à la contrainte admissible du béton, la condition est vérifiée.

- Ferraillage de la coupole supérieur

Les cartographies Robot fournissent, pour chaque direction et chaque nappe, les sections d'aciers théoriques à mettre en place (Voir Annexe)

- Armatures principales

$$A_{st/face} = 0{,}125\%\ x\ e_c\ x\ 100 = 0{,}125\%\ x\ 20\ x\ 100$$

$$A_{st/face} = 2{,}5\ cm^2/ml/face$$

Les vérifications effectuées ont conduit au choix de 6 HA 10 espacé de 15 cm par face par direction en armatures principales mobilisant une section d'acier total de 4,71 cm²/ml

- Armature de répartition

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{3} = 1{,}67\ cm^2/ml$$

Nous choisissons une section d'acier de 5 HA 10 espacé de 20 cm par face par direction en armatures de répartition représentant une section d'acier de 3,93 cm²/ml

IV.1.2. Ceinture supérieure

La ceinture supérieure est une poutre annulaire en béton armé située au sommet de la cuve tronconique, à la jonction avec la coupole supérieure. Elle assure la :

- reprise de l'effort horizontaux de poussée de la coupole supérieure ;
- rigidification du contour supérieur de la cuve ;
- fermeture mécanique de l'ouvrage en partie haute.

Tableau 30 : Tableau récapitulatif des composantes de la ceinture supérieur

Composante	Données retenues
Section	80x90 (b x h)
Matériau	Béton B35 Château
Armatures	HA Fe E500
Enrobage nominal	3 cm
Fissuration	Préjudiciable

La descente de charge sur la ceinture supérieure fait ressortir les résultats suivants

- la force de traction : **F = 2152,54 KN**
- la contrainte de traction des aciers est limitée à : $\boldsymbol{\sigma_{st} = 147{,}77\ MPa}$
- le poids propre : $\boldsymbol{P_{sc} = 2022{,}45\ KN}$

- Ferraillage de la ceinture supérieure

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{2152{,}54}{147{,}77} x10 = 145{,}66\ cm^2$$

Les armatures retenues pour la ceinture supérieur sont constituées de 36 barres HA 25, correspondant à une section d'acier total de 176,76 cm². Les armatures transversales sont composées de cadres cadre HA 10 espacés de 15 cm complétés par des épingles HA 10

IV.1.3. Cuve tronconique

La cuve tronconique représente l'élément central de stockage. Ses caractéristiques sont consignés dans le tableau 31

Tableau 31 : Tableau récapitulatif des composantes de la cuve

Composante	Données retenues
Épaisseur	40 cm
Matériau	Béton B35 Château
Armatures	HA Fe E500
Hauteur	12,00 m (Z = +36,00à +48,00 m)
Enrobage	4 cm

D'après les résultats observés en II-3.2

- La force de traction maximale : $\boldsymbol{F = 2854{,}32\ KN/m}$
- La force de compression maximale : $\boldsymbol{C = 5812{,}34\ KN/m}$

- Ferraillage de la paroi

La contrainte de traction limite utilisée pour le calcul est $\sigma_{st} = 147{,}77\ MPa$

$$A_{st/face} \geq \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{2854{,}32}{147{,}77} = 19{,}32\ cm^2/ml$$

Le ferraillage retenu associe, en zone courantes, 4 HA 25 espacé de 25 cm renforcées sur les 5 premier mètres par 5 barres Ha 20 espacé de 20 cm soit des sections respectives de 19.42 et 15,71cm²/ml

Les armatures transversales sont composées de 5 barres HA 14 espacées de 20 cm, pour une section de 7,70 cm²/ml.

IV.1.4. Cheminée

La cheminée centrale est un conduit cylindrique vertical situé à l'intérieur de la cuve tronconique, sur l'axe de l'ouvrage. Elle assure plusieurs fonctions complémentaires :

- l'accès vertical depuis l'extérieur de la cuve jusqu'à la coupole supérieure (maintenance, inspection, nettoyage) ;
- l'isolation mécanique du volume d'accès par rapport au volume d'eau stocké ;
- le passage protégé des canalisations et instruments de mesure (jauges de niveau, sondes, tuyauteries auxiliaires).

Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la cheminée sont les suivantes :

Tableau 32 : caractéristiques géométriques et mécaniques de la cheminée :

Composante	Données retenues
Hauteur	12, 00 m (Z = +36,00 à +48,00 m)
Épaisseur	25 cm
Diamètre intérieur	2m
Matériau	Béton B35 Château
Armatures	HA Fe E500
Enrobage nominal	4 cm
Fissuration	Très préjudiciable

D'après les résultats observés en II-2.3 la contrainte dans le béton est très inférieure à la contrainte admissible, cette condition étant bien vérifiée, la section d'acier définie par face est :

$$A_{st/face} = 0{,}125\%\ x\ B\ =\ 0.125\ x\ 100\ x\ 25\ = 3{,}125 cm^2/ml$$

- Ferraillage de la paroi

Por la cheminée le choix c'est porter sur 5 barres HA 12 espacé de 20 cm par face et par direction mobilisant une section d'acier total de 5,65 cm²/ml

$$A_{sr/face} = \frac{A_{st/face}}{3} = 1{,}04\ cm^2/ml$$

Les armatures de répartition sont assurées par 5 HA 8 espacées de 20 cm, soit une section d'acier de 2,51 cm²/ml

IV.2. Dimensionnement de la partie inférieur

IV.2.1. Coupole de fond

La coupole de fond supporte directement le poids de l'eau (≈ 5 000 tonnes) et constitue, avec la jonction fût/cuve, l'une des zones les plus sollicitées de l'ouvrage. Ces caractéristiques sont consignés dans le tableau 33

Tableau 33 : Caractéristique de la coupole de fond

Composante	Données retenues	
Épaisseur	30 cm	
Matériau	Béton B35 Château + armatures HA Fe E500	
Flèche	1,250 m (Z = +36,00 à +37,25 m)	
Enrobage nominal	4 cm	
Mxx	-154,67	+53,75
Myy	-27,88	+25,70

Vérification de la contrainte

Les contraintes dans la coupole supérieure ont été extraites sous la combinaison ELS. La figure 21 présente la cartographie des contraintes dans les deux directions principales direction méridienne (a) et direction circonférentielle (b)

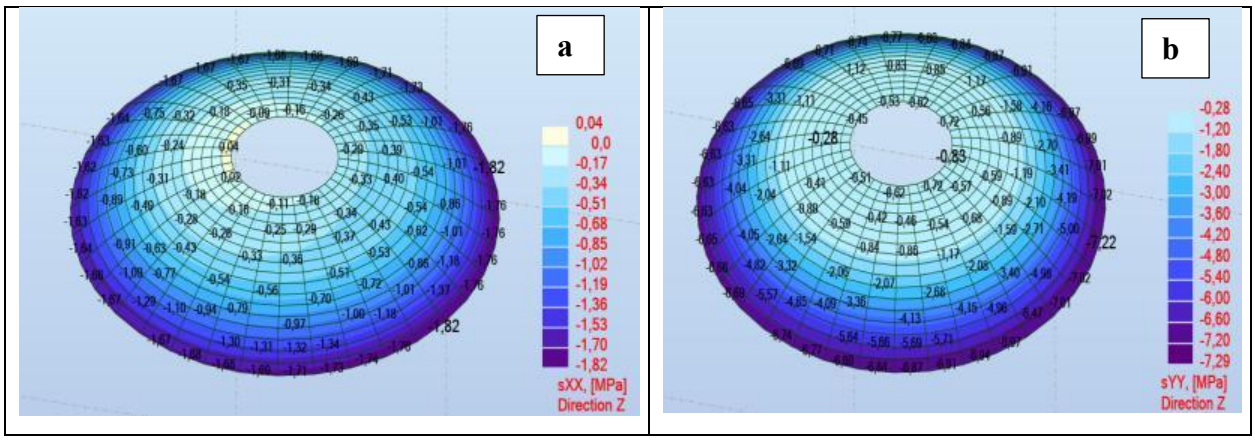


Figure 21 : Contrainte du béton dans la direction des méridiens (a) et des cerces (b)

- Calcul de la contrainte admissible dans le béton

$$\sigma adm = min \begin{cases} \frac{130xe}{R} \; x \; \sqrt[3]{fc28} \\ \frac{e+0.55}{3} \; x \; fc28 \end{cases} = \begin{cases} 14{,}92 \; MPa \\ 9{,}91 \; MPa \end{cases}$$

$$\sigma b = 7{,}29 \; Mpa < \sigma adm = 9{,}91 \; MPa$$

La contrainte de compression maximale dans le béton est inférieure à la contrainte admissible du béton, la condition est vérifiée.

- Vérification d'acier Comprimé

$$\text{Avec} \begin{cases} b_0 = bande \; de \; 1 \; m \\ d = 0{,}9 \; x \; h = 0{,}27 \; m \\ \alpha_{ser} = \frac{15 \; x \sigma_{bc}}{15 \; x \; \sigma_{bc} + \sigma_{st}} = 0{,}70 \; (avec \; \sigma_{st} \; pour \; \emptyset 32) \end{cases}$$

$$M_{serb} = \frac{1}{2}\ x\ 1\ x\ (0{,}27)^2\ x\ 21\ x\ 0{,}70\ x\ (1 - \frac{0{,}70}{3}) = 0{,}41\ MN/m$$

$$M_{ser} = 0{,}153\ MN/m$$

$$A_s = \frac{152{,}98}{0{,}207\ X\ 136{,}18}\ x\ 10 = 54{,}27 cm^2/ml$$

Le calcul conduit à une section théorique de $54{,}27 cm^2/ml$ le choix s'est porté sur 7 barres HA 32 espacé de 10 cm par face et par direction mobilisant une section réelle de 56,30 cm²/ml

IV.2.2. Ceinture d'appuis

La ceinture inférieure est l'élément structurel situé à la jonction entre la cuve tronconique et le fût support (Z = +36,00 m). Elle constitue une zone de transition critique où convergent les :

- efforts verticaux transmis par la cuve pleine d'eau;
- poussée horizontale provenant de la coupole de fond

Tableau 34 : Caractéristique de la ceinture d'appuis

Composante	Données retenues
Section	90x110 (b x h)
Matériau	Béton B35 Château
Armatures	HA Fe E500
Enrobage nominal C	4 cm
Fissuration	Très préjudiciable

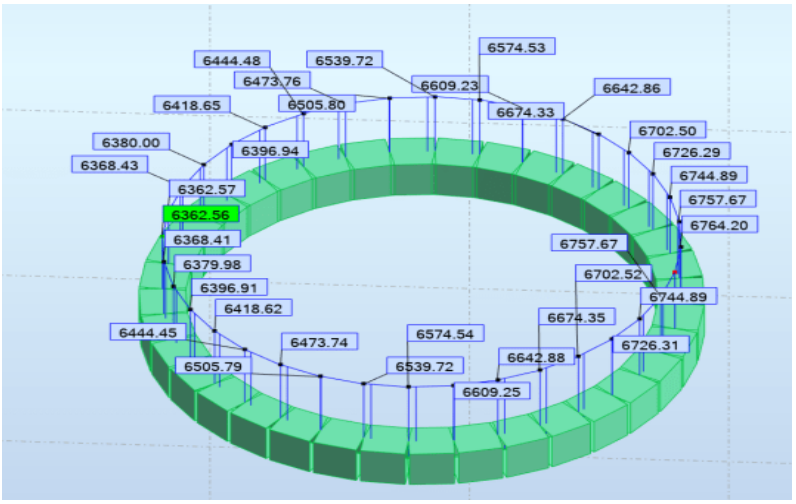


Figure 22: Force de traction dans la ceinture d'appuis

La descente de charge sur la ceinture supérieure fait ressortir les résultats suivants

- la force de traction maximale : **F = 6362,56 KN**

- la contrainte de traction des aciers est limitée à : $\boldsymbol{\sigma_{st} = 126,87\ MPa}$
- le poids propre : $\boldsymbol{P_{sc} = 147,77\ KN}$

Ferraillage de la ceinture supérieur

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{6326,56}{126,87} x10 = 490,93\ cm^2$$

Le ferraillage retenu pour la ceinture d'appuis est de 44 HA 40 mobilisant une section réelle de 553,08 cm² en armatures principales, les armatures transversales sont composées de cadre HA 12 espacés de 15 cm, complétés par des épingles HA 10

IV.2.3. Fût support

Le fut représente l'élément vertical principal de l'ouvrage, transmettant l'ensemble des charges de la superstructure à la fondation.

Tableau 35: Caractéristique du fût

Composante	Données retenues
Hauteur	36, 00 m
Épaisseur	55 cm
Diamètre extérieur	10m
Matériau	Béton B35 Château
Armatures	HA Fe E500
Enrobage nominal	3 cm
Fissuration	Préjudiciable

D'après les résultats observés en II-2.2 la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible, cette condition étant bien vérifiée, la section d'acier définie par face est :

$$A_{st/face} = 0,125\%\ x\ B\ = 0,125\%\ x\ 100\ x\ 55\ = 6,875 cm^2/ml/face$$

Vérification de l'effort normal ultime

Vérifions si $N_u \leq N_{u,lim}$, l'effort limite donné par la formule d'Henry THONIER (THONIER, 1999) (Tome III) est

$$N_{u,lim} = \alpha\ x\ \left[\frac{B_r\ x\ f_{c28}}{0,9\ x\ \gamma_b} + A_{min} x \frac{f_e}{\gamma_s}\right]$$

Avec $\begin{cases} B_r = l_w\ x\ [e_v - 2(cm)] \\ l_w = Longueur\ du\ voile\ pour\ 1m \\ \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\gamma}{35})^2} = 2.91 \end{cases}$

$$N_{u,lim} = \alpha\, x\, \left[\frac{B_r\, x\, f_{c28}}{0{,}9\, x\, \gamma_b} + A_{min} x \frac{f_e}{\gamma_s}\right] = 12{,}70\ MN/ml$$

La charge limite $N_{u,lim}$ que le voile pourrait supporter selon Henri Thonier est supérieur à la charge $N_{u,} = 9{,}53\ MN/ml$. Par conséquent le voile pourra supporter la charge à l'ELU

Les armatures principales er de répartition sont assurer par face et par direction par 5 barres HA 14 espacé de 20 cm par face par direction mobilisant une section d'acier total de 7,70 cm²/ml

IV.3. Synthèse globale du ferraillage

Le tableau ci-après récapitule l'ensemble du ferraillage retenu pour la superstructure et les pieux

Tableau 36 : récapitulatif du ferraillage du château et des pieux

Élément	Épaisseur (cm)	Armatures principal	Aciers de répartition
Coupole supérieur	20	6 HA 10/ml esp 15	5 HA 10 esp 20
Ceinture supérieur	80 x 90	36 HA 25 esp10	Cadre : HA 10 esp15 ; épingles HA10
Cuve tronconique	50	4 HA 25 /ml esp 25	5 HA 14/ml esp 20
Cheminée	25	5 HA12/ml esp 20	5 HA8/ml esp 20
Ceinture d'appuis	90 x 110	HA40 esp 10cm	Cadre : HA 12 esp15 cadre, épingles : Ha 10
Coupole de fond	30	7 HA 32	7 HA 32
Fut	55	5 HA 14	5 HA 14
Pieux	100 (diamètre des pieux)	8HA20	6HA12

Conclusion

Ce chapitre a présenté l'ensemble des résultats issus de la simulation numérique et du dimensionnement structurel du château d'eau tronconique de 5 000 m³ de l'INJS de Marcory. Les principaux résultats obtenus se résument comme suit :

Sur le plan de l'analyse statique, les déplacements maximaux obtenus sous la combinaison ELU la plus défavorable atteignent 5,1 cm au sommet de l'ouvrage, valeur largement inférieure au déplacement admissible de 9,6 cm, confirmant ainsi la rigidité globale satisfaisante de la structure.
Sur le plan du dimensionnement des éléments structuraux, la modélisation par éléments finis sous Robot Structural Analysis a permis d'extraire les sollicitations nécessaires au ferraillage de chaque élément de la superstructure, en tenant compte de la classification en fissuration très préjudiciable imposée par le contact permanent avec l'eau conformément au Fascicule 74. Les zones les plus sollicitées sont la coupole de fond avec un moment fléchissant de -145,67 kN.m/m nécessitant 7 HA 32, et la ceinture d'appuis soumise à une force de traction de 6 363 kN nécessitant 44 HA 40.
Sur le plan de la stabilité d'ensemble, les vérifications au renversement et au glissement se sont révélées largement satisfaisantes avec des coefficients de sécurité de 29,34 et 27,83, très au-delà du seuil réglementaire de 1,5.
Sur le plan de la fondation, l'inadaptation d'une fondation superficielle ayant été démontrée — contrainte ELS de 259,64 kN/m² dépassant la capacité admissible du sol de 250 kN/m² et tassements prévisionnels de 15 cm excédant la limite de 50 mm fixée par la NF P 94-261 — une solution sur 41 pieux forés Ø1000 mm × 41 m a été retenue et dimensionnée conformément à la NF P 94-262, avec un tassement maîtrisé à 7,11 mm.
L'ensemble de ces résultats confirme la faisabilité structurelle de l'ouvrage et constitue la base technique des plans d'exécution. Le chapitre suivant se consacrera à l'analyse des impacts environnementaux et sociaux du projet ainsi qu'à l'estimation de son coût global.

CHAPITRE IV : NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL ET ESTIMATION FINANCIÈRE

Introduction

Tout projet de construction d'envergure est susceptible de générer des effets sur le milieu naturel et humain dans lequel il s'inscrit. Dans ce contexte, la réalisation d'une analyse d'impact environnemental et social (EIES) constitue non seulement une exigence réglementaire au regard de la législation ivoirienne en matière d'environnement, mais également une démarche indispensable pour garantir la durabilité et l'acceptabilité sociale du projet. Ce chapitre se structure en deux grandes parties : la première identifie, caractérise et évalue les impacts potentiels du projet sur l'environnement et les populations, et propose les mesures d'atténuation appropriées ; la seconde présente une estimation du coût global des travaux.

I. Analyse d'impact environnemental et social

I.1. Cadre réglementaire et méthodologie

La République de Côte d'Ivoire dispose d'un arsenal juridique structuré en matière de protection de l'environnement, dont les principaux textes applicables au présent projet sont synthétisés dans le tableau ci-après.

Tableau 37 : Cadre juridique applicable au projet

Texte	Objet
Loi n° 96-766 du 3 octobre 1996	Code de l'Environnement de Côte d'Ivoire
Décret n°96-894 du 8 novembre	Règles et procédures applicables aux études relatives à l'impact environnemental des projets de développement
Loi n° 98-755 du 23 décembre 1998	Code de l'Eau
Loi n° 2014-138 du 24 mars 2014	Code Minier (applicable aux extractions de matériaux)
Décret n° 2013-41 du 30 janvier 2013	Évaluation environnementale stratégique des politiques, plans et programmes
Arrêté n°00972/MINEEF du 14/11/2007	Catégorisation des projets soumis à EIES
Loi n°2015-532 du 20 juillet 2015	Code du travail

La Loi 96-766 constitue le texte de référence en posant le principe selon lequel « tout projet susceptible de porter atteinte à l'environnement doit faire l'objet d'une étude d'impact préalable ». Le Décret 96-894 précise les modalités pratiques de mise en œuvre de cette obligation. Le présent projet, par son envergure et son lien direct avec la ressource en eau, relève de la catégorie A (projets soumis à étude d'impact complète) au sens de l'arrêté de classification des projets (République de Côte d'Ivoire, 1996).

- Cadre institutionnel et bailleur

Outre le cadre réglementaire national, le projet s'inscrit dans un environnement institutionnel structuré autour de plusieurs acteurs aux exigences environnementales complémentaires.

Tableau 38 : Acteurs institutionnels du projet

Acteur	Rôle	Exigences environnementales
ANDE	Autorité de validation de l'EIES	Conformité loi 96-766
MINESS	Tutelle administrative	Suivi du PGES
ONEP	Maître d'ouvrage	Standards techniques sectoriels
BOAD	Bailleur de fonds	Politique environnementale BOAD

L'implication de la BOAD comme bailleur impose le respect de sa Politique Opérationnelle d'Évaluation Environnementale et Sociale (POE), qui s'inspire largement des sauvegardes opérationnelles de la Banque Africaine de Développement (BAD) et de la Banque Mondiale. Cette politique renforce les exigences nationales sur plusieurs aspects, notamment la consultation publique, la gestion des plaintes et le suivi post-construction.

I.2. Méthodologie EIES adoptée

L'évaluation des impacts est conduite selon une démarche structurée en six étapes successives :

- Description du projet (activités, ouvrages, ressources mobilisées) ;
- Caractérisation de l'état initial du milieu récepteur ;
- Identification des sources d'impact par phase du projet ;
- Évaluation des impacts selon les critères d'intensité, d'étendue et de durée ;
- Proposition de mesures d'atténuation, de compensation et de bonification ;
- Élaboration du Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES).

L'évaluation de l'importance des impacts s'appuie sur la grille d'évaluation des impacts combinant les critères suivants :

Importance de l'impact = f (Intensité × Étendue × Durée)

Tableau 39 : critère d'évaluation de l'importance des impacts

Critère	Niveaux	Définition
Intensité	Forte/moyenne/faible	Degré de perturbation de la composante du milieu
Étendue	Régionale/locale/ponctuelle	Zone géographique affectée
Durée	Permanente/longue/courte	Période pendant laquelle l'impact se fait sentir
Importance	Majeure/moyenne/mineure	Synthèse des trois critères précédents

- Description du projet et état initial du milieu

Le projet objet de la présente étude consiste en la construction d'un château d'eau de 5000m³ comprenant les composantes suivantes

Tableau 40 : caractéristique principale du projet

Composante	Description
Ouvrage principal	Château d'eau à cuve tronconique en béton armé
Capacité de stockage	5000 m³
Hauteur totalee	53 m
Type de fondation	Pieux forés sous boue bentonitique (Ø1 000 mm x 41 m)
Durée estimée des travaux	18 à 24 mois
Localisation	Site INJS, Marcory, Abidjan
Maître d'ouvrage	ONEP
Financement	BOAD

I.2.1. Identification des impacts potentiels

- Source d'impact en phase de construction

La phase de construction regroupe l'ensemble des activités susceptibles de perturber le milieu environnant. Les principales sources d'impact identifiées sont consignés dans le tableau 41 :

Tableau 41 : Source d'impact en phase de construction

N°	Activité	Description
N1	Préparation du site	Débroussaillage, abattage d'arbres, décapage de la terre végétale

N°	Activité	Description
N2	Terrassement	Fouilles pour radier, plateforme de travail
N3	Forage des pieux	Forage à la boue bentonitique de 58 pieux x 41 m
N4	Bétonnage	Coulage des pieux, du radier, du fût, de la cuve
N5	Ferraillage	Façonnage et pose des armatures
N6	Coffrage	Mise en place et démontage des coffrages
N7	Transport	Acheminement matériaux, évacuation déblais
N8	Vie de chantier	Base-vie, sanitaires, gestion des déchets

- Source d'impact en phase d'exploitation

Au-delà de la construction, l'exploitation du château d'eau sur une durée de vie estimée à 50 ans minimum comporte ses propres sources d'impact, généralement plus diffuses mais durables.

Tableau 42 : Source d'impact en phase d'exploitation

N°	Activité	Description
B1	Distribution d'eau	Alimentation continue des bénéficiaires
B2	Pompage / refoulement	Consommation énergétique pour remplissage
B3	Maintenance	Inspections périodiques, nettoyage de la cuve
B4	Présence physique de l'ouvrage	Impact visuel et paysager (53 m de hauteur)
B5	Vidange périodique	Évacuation de l'eau lors des nettoyages

- Composantes environnementales affectées

L'analyse croise les sources d'impact avec les composantes du milieu pour identifier les interactions potentielles :

Tableau 43 : Matrice d'identification des impacts

Composante	Phase construction	Phase d'exploitation
Air (qualité, poussières)	N1, N2, N7	–
Bruits et vibrations	N2, N3, N4, N7	B2 (modéré)
Sols	N1, N2, N3	–
Eaux superficielles	N3, N4, N8	B5
Eaux souterraines	N3	–
Végétation et faune	N1	B4 (impact paysager)

Composante	Phase construction	Phase d'exploitation
Santé / sécurité travailleurs	Toutes activités	B3 (limité)
Santé publique	N1, N7	B1 (positif majeur)
Économie locale	Toutes activités	B1, B3 (emploi durable)
Patrimoine paysager		B4 (modification durable)
Condition de vie INJS	Toutes activités	B1 (amélioration majeure)

- Évaluation et caractérisation des impacts

L'évaluation des impacts identifiés en phase de construction ont conduit à leur caractérisation (résultats détaillés dans le tableau 46 de l'annexe D)

- Synthèse de l'évaluation

L'évaluation globale des impacts identifiés est présentée dans le tableau 47 de l'Annexe D
Sur 11 impacts identifiés, 4 sont d'importance majeure dont 2 positifs et 2 négatifs, ce qui souligne la nécessité d'un encadrement strict des activités de chantier et la portée bénéfique du projet à long terme.

- Mesure d'atténuation et de bonification

Pour chaque impact négatif identifié, des mesures d'atténuation sont proposées. Parallèlement, les impacts positifs font l'objet de mesures de bonification visant à maximiser leurs retombées (dans le tableau 47 de l'annexe D)

- Mesures de bonifications (phase constructive)

Pour maximiser les retombées positives :

- Privilégier la main-d'œuvre locale : au moins 60 % de l'effectif issu d'Abidjan et de Marcory ;
- Privilégier les fournisseurs locaux pour matériaux courants (granulats, ciment, ferraillage) ;
- Formation des ouvriers aux techniques modernes (forage de pieux, bétonnage en grande hauteur) → transfert de compétences ;
- Information et communication régulières avec les communautés riveraines et la communauté INJS.

- Mesure pour la phase d'exploitation (Voir tableau 48 Annexe D)

I.2.2. Plans de gestion environnementale et sociale

Le PGES constitue l'outil opérationnel qui traduit les mesures précédentes en actions concrètes, planifiées et budgétisées. Il s'articule autour de deux volets principaux.

- Programme de surveillance environnementale

La surveillance vise à s'assurer que les mesures d'atténuation prévues sont effectivement mises en œuvre durant l'exécution du chantier. (Voir tableau 49 de l'annexe D)

- Programme de suivi environnemental

Le suivi vise à mesurer les effets réels du projet sur le milieu, au-delà du simple respect des procédures. (Voir tableau 50 de l'annexe D)

L'analyse environnementale et sociale conduite dans le présent chapitre permet de dresser un bilan globalement favorable du projet de construction du château d'eau de 5 000 m³ sur le site de l'INJS de Marcory.

Sur le plan positif :

- Amélioration majeure et durable de l'accès à l'eau potable pour les populations bénéficiaires, contribuant directement à l'Objectif de Développement Durable n° 6 (Eau propre et assainissement) des Nations Unies ;
- Création d'emplois directs et indirects pendant la phase de construction ;
- Transfert de compétences vers la main-d'œuvre locale par l'utilisation de techniques modernes (forage profond, bétonnage en grande hauteur) ;
- Stimulation de l'économie locale par les achats de matériaux et la sous-traitance.

Sur le plan négatif :

Les impacts négatifs identifiés sont maîtrisables sous réserve d'une application rigoureuse des mesures d'atténuation proposées dans le PGES. Les points de vigilance principaux concernent :

- la protection de la nappe phréatique très vulnérable (1-1,80 m de profondeur) pendant les opérations de forage ;
- les nuisances sonores liées au forage des 84 pieux Ø 1000 mm × 41 m, en particulier vis-à-vis des activités d'enseignement de l'INJS ;
- la sécurité des travailleurs exposés à des risques de chute (hauteur 53 m) et de noyade (nappe haute) au cours du chantier.

Conditions de réussite

La réussite du volet environnemental et social du projet repose sur cinq conditions clés :

- L'engagement de tous les acteurs (maître d'ouvrage, maître d'œuvre, entreprises) dans la mise en œuvre stricte du PGES ;

- L'allocation budgétaire effective des ressources nécessaires ;
- La désignation d'un responsable HSE dédié pendant toute la durée du chantier ;
- La concertation continue avec les parties prenantes, en particulier l'INJS et les riverains ;
- Le suivi post-construction sur 2 à 3 ans pour confirmer l'absence d'impacts différés.

II. Proposition financière

L'estimation du coût du projet est conduite à partir des prix forfaitaires proposés par les entreprises pour les matériaux, éléments les plus significatifs (Pieux, béton armé, coffrages, ferraillage) (DQE détaillé en annexe E). Le récapitulatif du DQE est consigné dans le tableau n°44

Tableau 44 : Tableau récapitulatif du DQE

Récapitulatif du DQE		
1	Lot 1 - Fondation profonde (41 pieux)	1 150 822 800
2	Lot 2 - Superstructure	608 441 700
3	Lot 3 - -Étanchéité	81 555 000
	MONTANT GÉNÉRAL HT	1 840 819 500
	TVA 18 %	331 347 510
	MONTANT TOTAL TTC	2 172 167 010

Le tableau récapitulatif du DQE fait ressortir un montant total TTC de 2 172 167 010 FCFA, réparti sur trois lots. L'analyse de la répartition des coûts révèle que la fondation profonde (Lot 1) constitue le poste le plus important avec 1 150 822 800 FCFA, soit environ 62,5 % du montant général HT. Ce résultat s'explique par le nombre élevé de pieux (41 pieux forés Ø1000 mm × 41 m) et la profondeur d'ancrage importante imposée par les conditions géotechniques du site. La superstructure (Lot 2) représente quant à elle 33,1 % du montant HT avec 608 441 700 FCFA, tandis que l'étanchéité (Lot 3) constitue le poste le plus modeste avec 81 555 000 FCFA, soit 4,4 % du montant HT. Ces proportions confirment que la fondation profonde est le facteur déterminant du coût global de l'ouvrage, ce qui est cohérent avec la complexité géotechnique du site de l'INJS Marcory.

Conclusion

Ce chapitre a permis d'appréhender le projet sous ses dimensions environnementale, sociale et économique. Les principaux résultats obtenus se résument comme suit.

Sur le plan environnemental et social, l'analyse d'impact a identifié 11 impacts au total dont 4 d'importance majeure. Parmi les impacts négatifs majeurs deux retiennent particulièrement l'attention. D'une part, le risque de pollution de la nappe phréatique lors du forage des 41 pieux, la nappe étant située à seulement 1,00 à 1,80 m de profondeur. D'autre part, les nuisances sonores liées aux opérations de forage, susceptibles de perturber les activités d'enseignement et sportives de l'INJS. Ces impacts sont principalement localisés en phase de construction et restent maîtrisables, à condition de mettre en œuvre les mesures préconisées dans le Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) notamment le confinement de la boue bentonitique et la limitation des horaires de forage aux plages 7h–17h et hors périodes d'examens. En phase d'exploitation, le projet présente un bilan globalement positif. Deux impacts majeurs positifs sont à souligner : l'amélioration durable de l'accès à l'eau potable pour les populations du sud d'Abidjan, et la création d'emplois locaux tout au long de la phase de construction.

Sur le plan économique, l'estimation réalisée à partir du Devis Quantitatif et Estimatif fournit un coût global de 2 172 167 010 FCFA TTC, réparti sur trois lots : la fondation profonde (LOT 1 : 1 150 822 800 FCFA), la superstructure (LOT 3 : 608 441 700 FCFA) et l'étanchéité (LOT 4 : 81 555 000 FCFA). Cette estimation constitue un ordre de grandeur utile à la planification budgétaire du maître d'ouvrage.

Ces résultats viennent compléter le dimensionnement structurel développé au chapitre précédent, en vue de la réalisation du château d'eau de l'INJS de Marcory.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVE

Le présent mémoire a porté sur le dimensionnement structurel d'un château d'eau à cuve tronconique de 5 000 m³, dans le cadre du projet de renforcement de l'alimentation en eau potable du sud d'Abidjan, financé par la BOAD et conduit par l'ONEP sur le site de l'INJS de Marcory.

L'objectif général de cette étude était de concevoir les plans d'exécution du château d'eau à cuve tronconique de 5 000 m³ du projet de l'INJS de Marcory. Pour y parvenir, quatre objectifs spécifiques avaient été définis : modéliser la structure sous Robot Structural Analysis et conduire l'analyse statique de la cuve, du fût et de leur jonction ; dimensionner la fondation à partir des sollicitations transmises par la superstructure ; élaborer les plans d'exécution et de ferraillage des différents éléments de la superstructure et de la fondation ; et enfin évaluer les impacts environnementaux et sociaux du projet ainsi que le coût global de la structure.

Ce travail a été conduit en plusieurs étapes complémentaires et progressives. Une revue bibliographique et normative a d'abord permis de définir le cadre réglementaire applicable, s'appuyant principalement sur le BAEL 91 modifié 99, le Fascicule 74, les règles NV 65 et la norme NF P 94-262. Dans un second temps, un modèle numérique tridimensionnel de l'ouvrage a été construit et vérifié conformément aux exigences réglementaires en vigueur.

Au terme de ce travail, tous les objectifs spécifiques fixés ont été atteints. Sur le plan de l'analyse statique, les déplacements maximaux obtenus sous la combinaison ELU la plus défavorable atteignent 5,1 cm au sommet de l'ouvrage, valeur largement inférieure au déplacement admissible de 9,60 cm. Sur le plan du ferraillage, les éléments les plus sollicitées ont été dimensionnés en fissuration très préjudiciable conformément au Fascicule 74 notamment la coupole de fond avec 7 HA 32 et la ceinture d'appuis avec 44 HA 40. Sur le plan de la stabilité d'ensemble, les coefficients de sécurité au renversement et au glissement atteignent respectivement 29,34 et 27,83, très au-delà du seuil réglementaire de 1,5. Sur le plan de la fondation, l'inadaptation d'un radier superficiel ayant été démontrée, une solution sur 41 pieux forés Ø1000 mm × 41 m a été retenue et dimensionnée conformément à la NF P 94-262, avec un tassement maîtrisé à 7,11 mm contre 25 mm admissibles. Enfin, l'analyse d'impact environnemental et social a identifié 11 impacts dont les effets négatifs restent maîtrisables sous réserve d'un PGES rigoureux, et le coût global de l'ouvrage a été estimé à 2 172 167 010 FCFA TTC.

La problématique de départ trouve à travers ce travail une réponse structurée et vérifiée. La simulation numérique s'est révélée être un outil d'optimisation déterminant, permettant l'extraction précise des sollicitations dans chaque élément du château et évitant ainsi le recours à des

hypothèses simplificatrices analytiques qui auraient pu conduire à un surdimensionnement ou à une sous-estimation des efforts.

Les résultats obtenus et la méthodologie développée tout au long de ce travail témoignent de la pertinence de l'approche numérique pour le dimensionnement d'ouvrages de stockage d'eau de grande envergure en contexte tropical. La démarche adoptée, articulée autour de la caractérisation rigoureuse des données géotechniques et climatiques du site, de la modélisation par éléments finis et de la vérification normative systématique, offre un cadre méthodologique transposable à des projets d'infrastructure hydraulique similaires dans la région.

Des approfondissements restent néanmoins envisageables, notamment la réalisation d'une analyse dynamique pour prendre en compte les effets de l'eau sous sollicitations sismiques ou d'impact, la prise en compte du gradient thermique au niveau de la cuve tronconique et le développement d'un modèle d'interaction sol-structure plus raffiné intégrant explicitement les pieux dans le modèle éléments finis global.

BIBLIOGRAPHIE

I-Normes et règlement de calcul

[1] BAEL 91 révisé 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Paris : Eyrolles ; 1999. ISBN : 978-2-212-01649-8.

[2] Règles NV 65 modifiées 99 – Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions. Paris : CSTB ; 1999.

[3] Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales. Paris : AFNOR ; 2005.

[4] NF P 94-262 – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes. Paris : AFNOR ; 2012

[5] NF P 94-261 – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles. Paris : AFNOR ; 2013

II. Fascicules du CCTG et documents techniques

[6] Ministère de l'Équipement. Fascicule 74 du CCTG – Construction des réservoirs en béton. Paris : Direction des Affaires Économiques et Internationales ; 1997.

[7] Ministère de l'Équipement. Fascicule 62, Titre I du CCTG – Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé et béton précontraint. Paris : Direction des Affaires Économiques et Internationales ; 1993.

[8] Ministère de l'Équipement. Fascicule 62, Titre V du CCTG – Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Paris : Direction des Affaires Économiques et Internationales ; 1993.

[9] . CSTB DTU 13.12 – Règles pour le calcul des fondations superficielles. Paris : CSTB ; 1988

III. Ouvrages et références techniques

[10] Henry THONIER. Conception et calcul des structures de bâtiment – Tome 5 : Poutres courbes, murs de soutènement, réservoirs, coques de révolution. Paris : Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ; 1999. ISBN : 978-2-85978-290-0.

IV. Mémoires et travaux académiques de référence

[11] Daingui Jean Francois MONNEY. Conception et dimensionnement d'un château d'eau en béton armé de 5 000 m³ : cas du projet de renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville d'Abidjan à partir de la rivière ME ; Ouagadougou : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et

de l'Environnement (2iE) ; disponible à partir : Dimensionnement d'un château d'eau à Abidjan | PDF

[12] BASSIROU Ibo Nourou : Étude de la structure d'un château d'eau de 2000 m3 en vue de contribuer à l'extension du réseau d'approvisionnement en eau potable de la ville de Niamey ; Ouagadougou : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) ; disponible à partir : Château d'eau pour Niamey: étude structurelle | PDF | Béton armé | Science

[13] Abdourahamane MOUSTAPHA MAMAN : Etude technique d'un château d'eau en béton armé de 2500 m3 (R17) dans le cadre du projet de renforcement et d'extension du système d'alimentation en eau potable de la ville de niamey (Niger) ; Ouagadougou : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) disponible à partir : Moustapha Maman Abdourahamane | PDF

[14] ABOUB Laid : Étude d'un réservoir surélève (château d'eau) capacité de 1000 m3. Algérie : Université Kasdi Merbah Ouargla; disponible à partir : ABOUB.pdf

V. Rapport géotechnique et Documents complémentaire

[15] Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics (LBTP). Rapport de reconnaissance géotechnique n° 2025/DGC2/SF/0730 version 08 – Site de l'INJS de Marcory, Abidjan : forages pressiométriques, sondages carottés et essais de laboratoire. Abidjan : LBTP ; avril 2026.

[16] AFGC (Association Française de Génie Civil). Guide de modélisation des structures par éléments finis – Section C.3.3 : Taille du maillage. Paris : AFGC. Disponible en ligne : https://wiki.afgc.asso.fr

[17] AFNOR. NF EN 1992-1-1 – Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. Paris : AFNOR ; 2005.

[18] SODEXAM (Société d'Exploitation et de Développement Aéroportuaire, Aéronautique et Météorologique). Données climatologiques de la station d'Abidjan – vitesses de vent maximales. Abidjan : SODEXAM ; 2024.

[19] République de Côte d'Ivoire. Loi n°96-766 du 3 octobre 1996 portant Code de l'Environnement ; Décret n°96-894 du 8 novembre 1996 déterminant les règles et procédures applicables aux études relatives à l'impact environnemental des projets de développement. Abidjan : Journal Officiel ; 1996.

[20] ADEME. Base Carbone® V22.0 – Base de données publique des facteurs d'émissions de gaz à effet de serre. Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Énergie ; 2022. Disponible en ligne : https://base-empreinte.ademe.fr/

[21] AFNOR. NF EN 206 – Béton : spécification, performance, production et conformité. Paris : AFNOR ; 2014.

Table des matières

DÉDICACE i
CITATIONS ii
REMERCIEMENTS iii
RÉSUMÉ iv
ABSTRACT v
LISTE DES ABRÉVIATIONS vi
UNITÉS ET SYMBOLES viii
SOMMAIRE x
LISTE DES TABLEAUX xi
LISTE DES FIGURES xiii
INTRODUCTION GÉNÉRALE 1
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ÉTUDE 3
Introduction 3
I. Présentation de la structure d'accueil 3
I.1. Compétences 3
I.2. Organisation 4
II. Présentation du projet 5
II.1. Présentation de la zone d'études et du projet 5
II.2. Contexte justificatif du projet 7
Conclusion 7
CHAPITRE II : GÉNÉRALITÉ SUR LES CHÂTEAUX D'EAU 8
Introduction 8
I. Définition et classifications des châteaux d'eau 8
I.1. Définition et rôle d'un château d'eau 8
I.2. Classification des châteaux d'eau 8
I.2.1. Classification selon la forme de la cuve 8
I.2.2. Classification selon le matériau de construction 8
I.2.3. Classification selon le mode de support de la cuve 9
I.3. Présentation et justification du choix du château d'eau à cuve tronconique 9
II. Outils et démarche méthodologique 9
II.1. Support numérique 9
II.2. Cadre normatif 10
II.3. Démarche générale 11

II.4. Données et hypothèse de l'étude 11
II.5. Méthodologie de dimensionnement 15
II.5.1. Superstructure 15
II.5.2. Prédimensionnements du radier 20
II.5.3. Dimensionnements de la fondation 20
II.5.4. Vérification de la stabilité d'ensemble 22
Conclusion 23
CHAPITRE III : ÉTUDE STRUCTURELLE DU CHÂTEAU D'EAU D E 5000 M³ 24
Introduction 24
I. Présentation du modèle numérique 24
I.1. Construction de la géométrie 24
I.2. Type d'éléments finis et maillage 25
I.3. Conditions aux limites 27
II. Résultats de l'analyse statique 29
II.1. Déformée globale et déplacements maximaux 30
II.1.1. Déformée global 30
II.1.2. Déplacements maximaux 31
II.2. Cartographie des contraintes 32
II.2.1. Contraintes dans la cuve 32
II.2.2. Contraintes dans le fût support 34
II.2.3. Contraintes dans la cheminée 35
II.3. Sollicitations des éléments principaux 36
II.3.1. Sollicitations dans le fût 36
II.3.2. Sollicitations dans la cuve tronconique 38
II.3.3. Sollicitations dans les coupoles 39
II.3.4. Sollicitations dans la cheminée 41
II.4. Dimensionnement de la fondation 42
II.4.1. Caractéristiques géotechniques du sol 42
II.4.2. Réaction du sol 43
II.4.3. Choix de la solution de fondation 44
II.4.4. Choix du type et de la géométrie des pieux 45
II.4.5. Ferraillage des pieux 47
II.4.5.1. Section d'acier longitudinal minimale 48
II.4.5.2. Armatures transversales 48
III. Vérification de la stabilité d'ensemble 48

III.1. Action appliquée à l'ouvrage 49
III.2. Vérification aux renversements 49
III.3. Vérification au glissement 49
IV. Ferraillage de l'ouvrage 50
IV.1. Dimensionnement de la partie supérieure 51
IV.1.1. Coupole supérieure 51
IV.1.2. Ceinture supérieure 52
IV.1.3. Cuve tronconique 53
IV.1.4. Cheminée 53
IV.2. Dimensionnement de la partie inférieur 54
IV.2.1. Coupole de fond 54
IV.2.2. Ceinture d'appuis 56
IV.2.3. Fût support 57
IV.3. Synthèse globale du ferraillage 58
Conclusion 58
CHAPITRE IV : NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL ET ESTIMATION FINANCIÈRE 60
Introduction 60
I. Analyse d'impact environnemental et social 60
I.1. Cadre réglementaire et méthodologie 60
I.2. Méthodologie EIES adoptée 61
I.2.1. Identification des impacts potentiels 62
I.2.2. Plans de gestion environnementale et sociale 65
II. Proposition financière 66
Conclusion 66
CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVE 68
BIBLIOGRAPHIE 70
ANNEXE i
Annexe A : prédimensionnement et dimensionnement de la superstructure ii
Annexe B : Données vent vi
Annexe C : Données géotechnique ix
Annexe D : Impact environnemental et social xii
Annexe E : Devis quantitatif et estimatif xviii
Annexe F : Plans de ferraillage xx

ANNEXE

Annexe A : Prédimensionnement

Annexe B : Données vent

Annexe C : Données géotechnique

Annexe D : Impact environnemental et social

Annexe E : Devis quantitatif et estimatif

Annexe F : Plans de ferraillage

Annexe A : prédimensionnement et dimensionnement de la superstructure

3. 1. Cas d'un réservoir tronconique

Détermination du volume d'un réservoir de château d'eau tronconique

(Méthode de Fonlladosa)

Élément	Expression
Diamètre de la cuve	$D_1 = 1{,}405\sqrt[3]{V}$
Flèche coupole sup.	$f_1 = 0{,}104 D_2$
Flèche coupole inf.	$f_2 = 0{,}104 D_3$
Épaisseur haute	$e_1 \geq \frac{hD}{4}$
Épaisseur basse	$e_2 = 0{,}207 D_1^2$
Volume tronc de cône	$V_1 = \frac{\pi H_c}{3}(D_1^2 + D_2^2 + D_1 D_2)$ /4
Volume cheminée	$V_2 = \frac{\pi D_3^2}{4} H_3$
Volume calotte sphérique	$V_3 = \frac{\pi}{3} f^2 (3R - r)$
Volume utile	$V_{eau} = V_1 - V_2 - V_3$

		Sections totales d'acier en cm²									
Diamètres	**Masse Kg/m**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
HA 6	**0,222**	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
HA 8	**0,395**	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
HA 10	**0,617**	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
HA 12	**0,888**	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
HA 14	**1,210**	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
HA 16	**1,580**	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
HA 20	**2,466**	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
HA 25	**3,850**	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
HA 32	**6,313**	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
HA 40	**9,864**	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

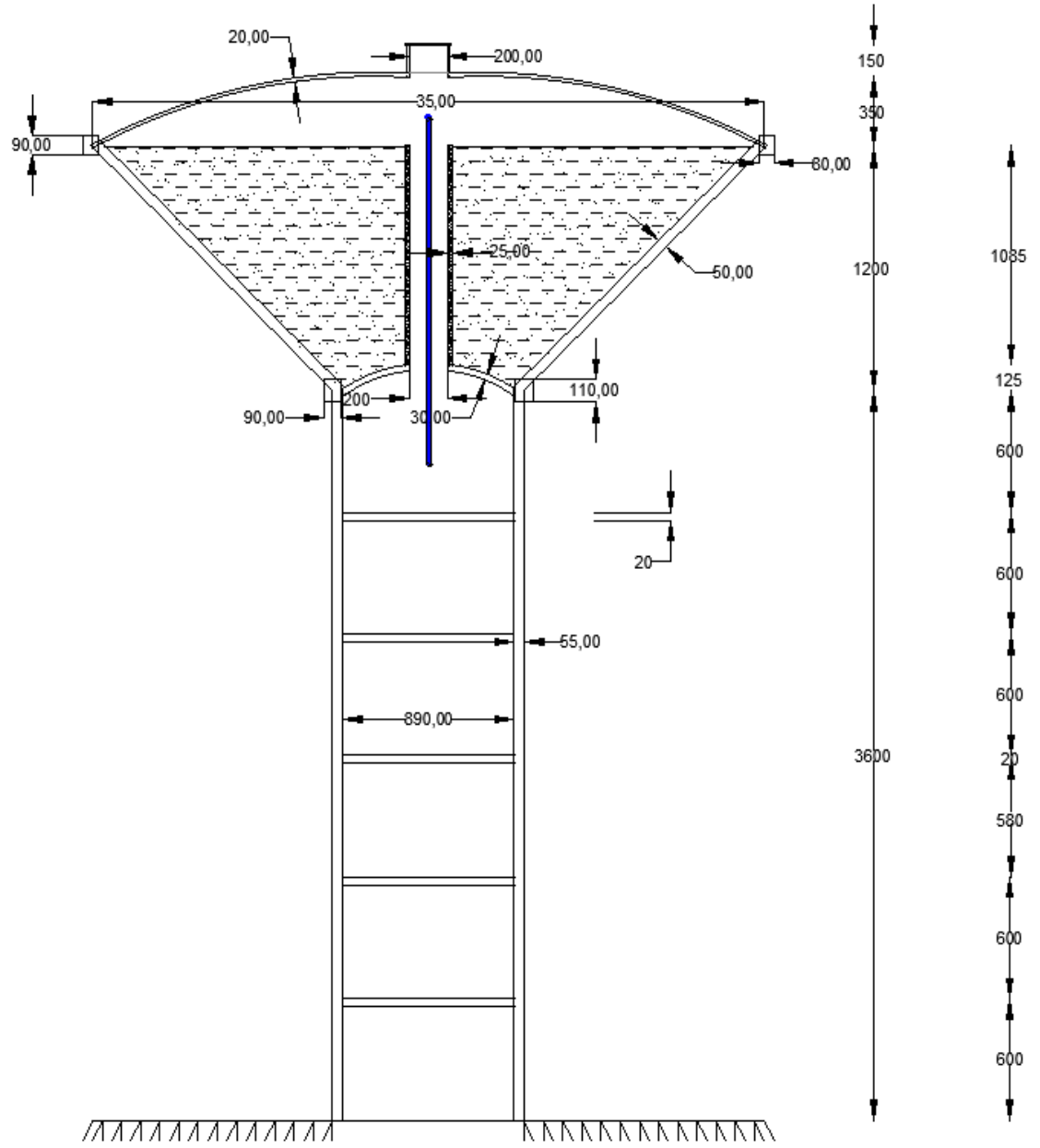


Figure 23: Dimension de la superstructure

Tableau 45 : Contrainte dans la cuve pour épaisseur 50cm

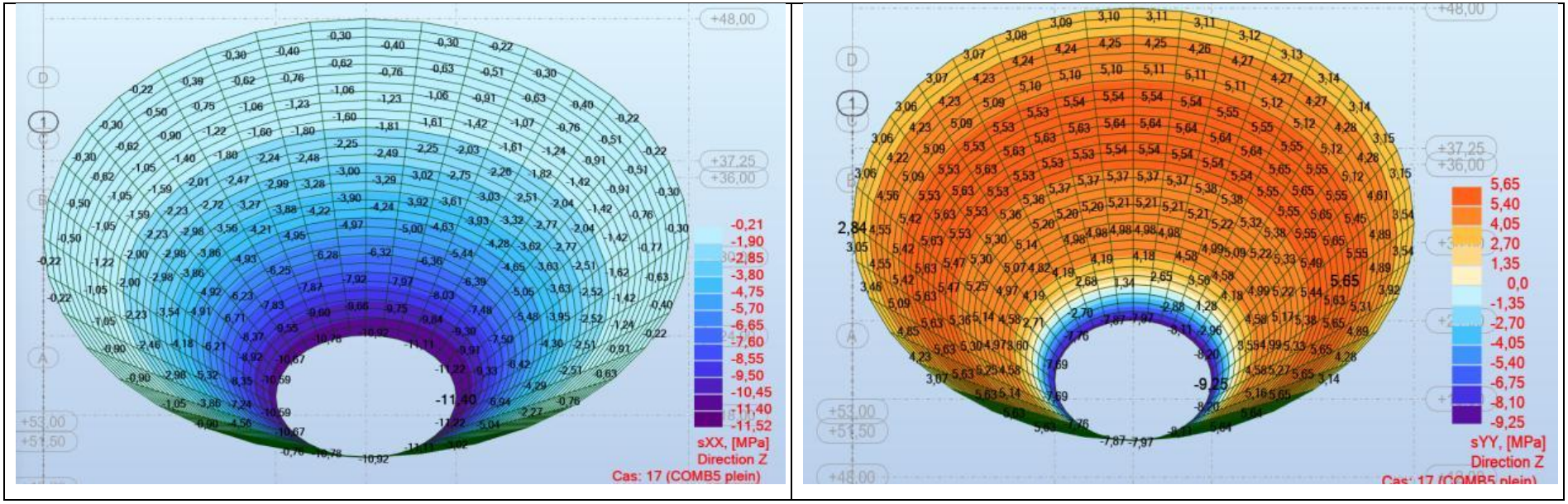
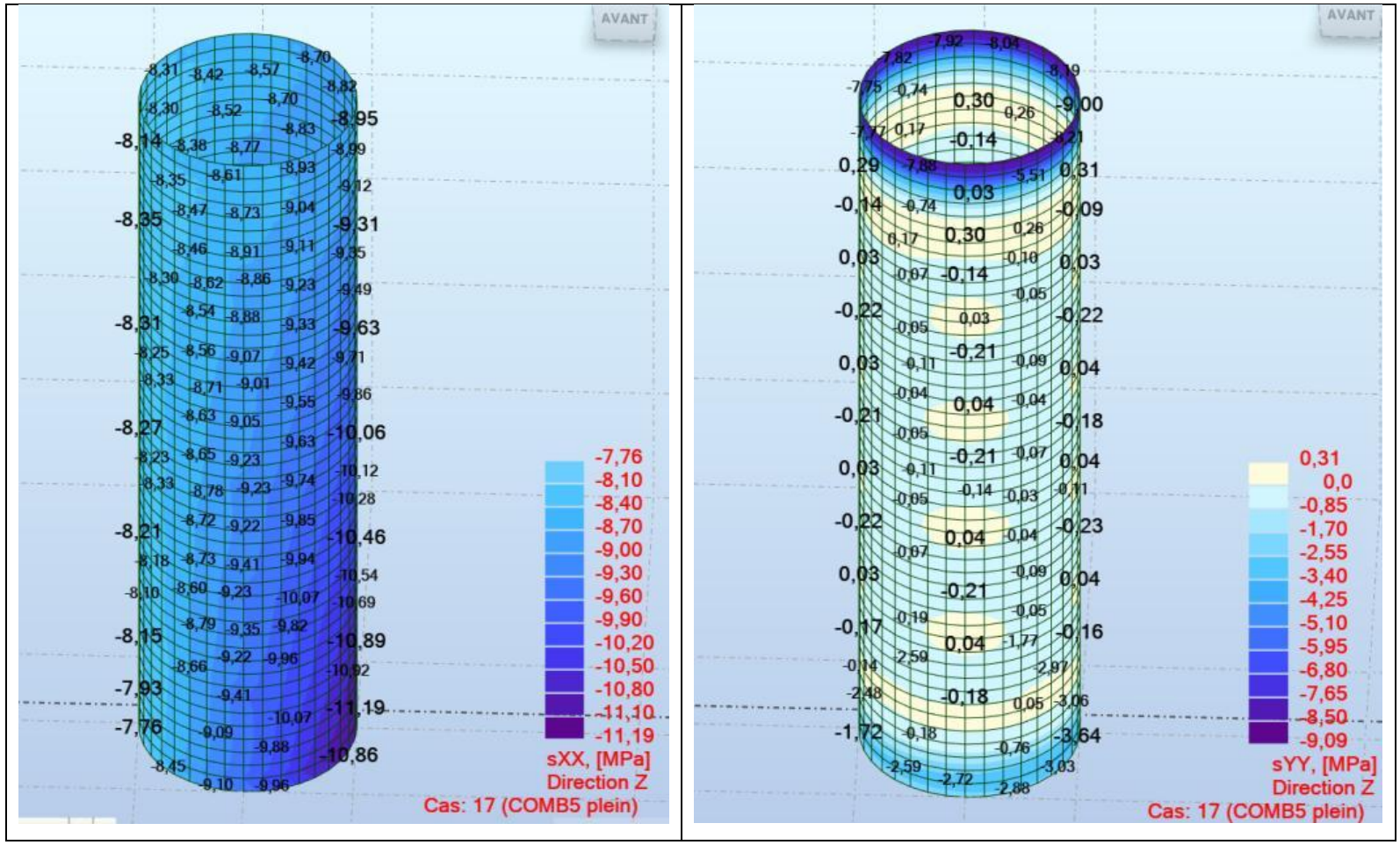


Tableau 46 : Contrainte du fût pour épaisseur 55 cm



Annexe B : Données vent

1,232 Valeurs

Elles varient avec les zones (Figure R-III-1) et à une altitude inférieure ou égale à 1 000 m sont données par le tableau 5.

Tableau 5

	Pression dynamique de base normale	Pression dynamique de base extrême
Zone 1	50 daN/m²	87,5 daN/m²
Zone 2	60 daN/m²	105,0 daN/m²
Zone 3	75 daN/m²	131,0 daN/m²
Zone 4	90 daN/m²	157,5 daN/m²
Zone 5	120 daN/m²	210,0 daN/m²

Commentaire

Valeur des vitesses du vent correspondant à celles des pressions dynamiques pour les différentes zones données par le tableau 5

	Valeurs normales		Valeurs extrêmes	
	m/s	km/h	m/s	km/h
Zone 1	28,6	103,0	37,8	136,1
Zone 2	31,3	112,7	41,4	149,1
Zone 3	35,0	126,0	46,3	166,6
Zone 4	38,3	137,9	50,7	182,5
Zone 5	44,2	159,2	58,5	210,6

1,242 Effet de site

À l'intérieur d'une région à laquelle correspondent des valeurs déterminées par des pressions dynamiques de base (R-III-1,23), il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction.

Les valeurs des pressions dynamiques de base normale et extrême définies en 1,23 doivent être multipliées par un coefficient de site k_s égal à :

Tableau 8

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Site protégé	0,80	0,80	0,80	0,80	(*)
Site normal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Site exposé	1,35	1,30	1,25	1,20	1,20

*. La notion de site protégé n'est pas prise en compte dans cette zone.

Tableau 15

Catégorie	Constructions à base polygonale régulière ou circulaire		Coefficients c_{to}
I	Prismes de trois ou quatre côtés		1,30
II	Prismes de plus de quatre côtés et de dix côtés au plus avec ou sans nervures arrondies.	Cinq côtés Six côtés Huit côtés Dix côtés	1,05 0,95 0,85 0,80
III	Prismes de plus de dix côtés et de vingt côtés au plus, avec ou sans nervures arrondies[1] (n étant le nombre de côtés). $d \geq 0,28$ $d < 0,28$ et $d\sqrt{q} \geq 1,5$ $0,5 < d\sqrt{q} < 1,5$ $d\sqrt{q} \leq 0,5$		 $1,05 - 0,025\ n$ $1,05 - 0,025\ n$ $0,80 - 0,02\ d\sqrt{q} - 0,25\ n\ (n - 10)$ $0,85 - 0,005\ n$
IV	Cylindres à base circulaire avec nervures minces ou épaisses à arêtes vives (saillies comprises entre 0,01 d et 0,10 d).		0,75
V	Prismes de vingt côtés et plus, avec ou sans nervures arrondies. Cylindres rugueux à base circulaire sans nervure[1]. $d \geq 0,28$ $d < 0,28$ et $d\sqrt{q} \geq 1,5$ $0,5 < d\sqrt{q} < 1,5$ $d\sqrt{q} \leq 0,5$		 0,55 0,55 $0,85 - 0,20\ d\sqrt{q}$ 0,75
VI	Cylindres à base circulaire sans nervure et possédant un poli spéculaire et durable[1]. $d \geq 0,28$ $d < 0,28$ et $d\sqrt{q} \geq 1,5$ $0,5 < d\sqrt{q} < 1,5$ $d\sqrt{q} \leq 0,5$		 0,45 0,45 $0,90 - 0,30\ d\sqrt{q}$ 0,75

3,3 Coefficients γ

3,31 Prismes et cylindres à génératrices verticales reposant sur le sol (γ_o), ou éloignés du sol d'une distance e ≥ h (γ_h) Prismes et cylindres à génératrices horizontales reposant ou non sur le sol (γ_h)

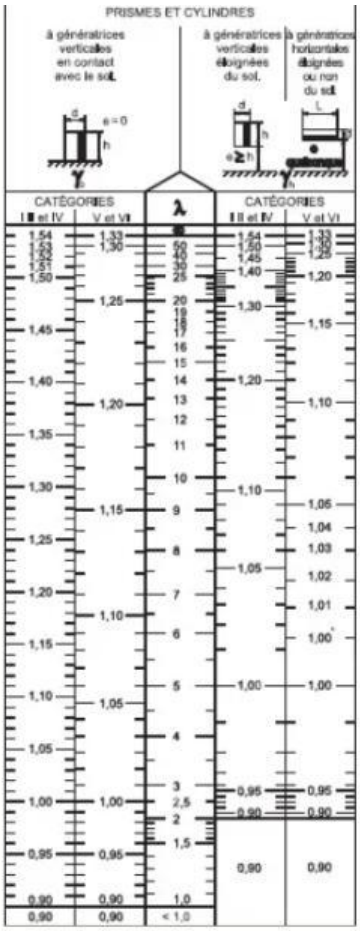
Les coefficients γ_o et γ_h sont lus sur l'échelle fonctionnelle (fig. R-III-10) en fonction du rapport de dimensions λ.

Pour les prismes relevant de la catégorie III, γ_o ou γ_h est obtenu par interpolation linéaire en fonction du nombre n de côtés entre les coefficients correspondant à n = 10 (catégorie II) et ceux correspondant à n = 20 (catégorie V).

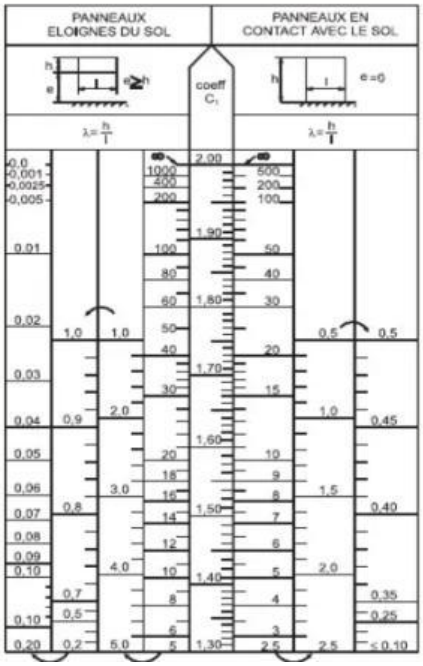
Commentaire

• Des essais ont montré que pour les prismes et cylindres à génératrices horizontales l'influence du sol était négligeable en ce qui concerne la valeur du coefficient γ. Il n'en est plus de même pour la répartition des pressions le long d'une section diamétrale (R-III-2,411 3).

• Dans le cas des prismes et cylindres à génératrices verticales en contact avec le sol et pour les catégories V et VI, les valeurs de γ_o indiquées ci-contre, entre 1 et 1,05, sont respectivement égales à : 1,005, 1,01, 1,02, 1,03, et 1,04.



Constructions prismatiques à base polygonale régulière ou circulaire. Coefficients γ_o ou γ_h.
Figure R-III-10



4,13 Rapport de dimensions λ

λ est le rapport de la hauteur h à la dimension horizontale l du panneau considéré : λ = h/l.

λ est toujours considéré comme infini pour des panneaux éloignés du sol compris entre deux plans.

4,14 Coefficient global de traînée c_t

Le coefficient global de traînée c_t, applicable à la surface réelle S du panneau, soit en contact avec le sol, soit éloigné du sol d'une distance e ≥ h, est donné en fonction de λ par l'échelle fonctionnelle de la figure R-III-13.

Pour les panneaux éloignés du sol d'une distance e < h, on interpole linéairement en fonction du rapport e/h entre les valeurs correspondant à : e = 0 et e = h.

Commentaire

• Sur un panneau, le coefficient c caractérisant l'action résultante se confond avec le coefficient c_t caractérisant l'action d'ensemble.

• Au cas où il serait nécessaire de décomposer l'action résultante sur chaque face, on peut considérer qu'elle est la somme d'une pression déterminée avec : $c_1 = + 0,8$ sur la face au vent et d'une succion déterminée avec : $c_2 = -(c_t - 0,8)$ sur la face sous le vent.

Annexe C : Données géotechnique

Tableau 47 : Coordonnée des points de sondage

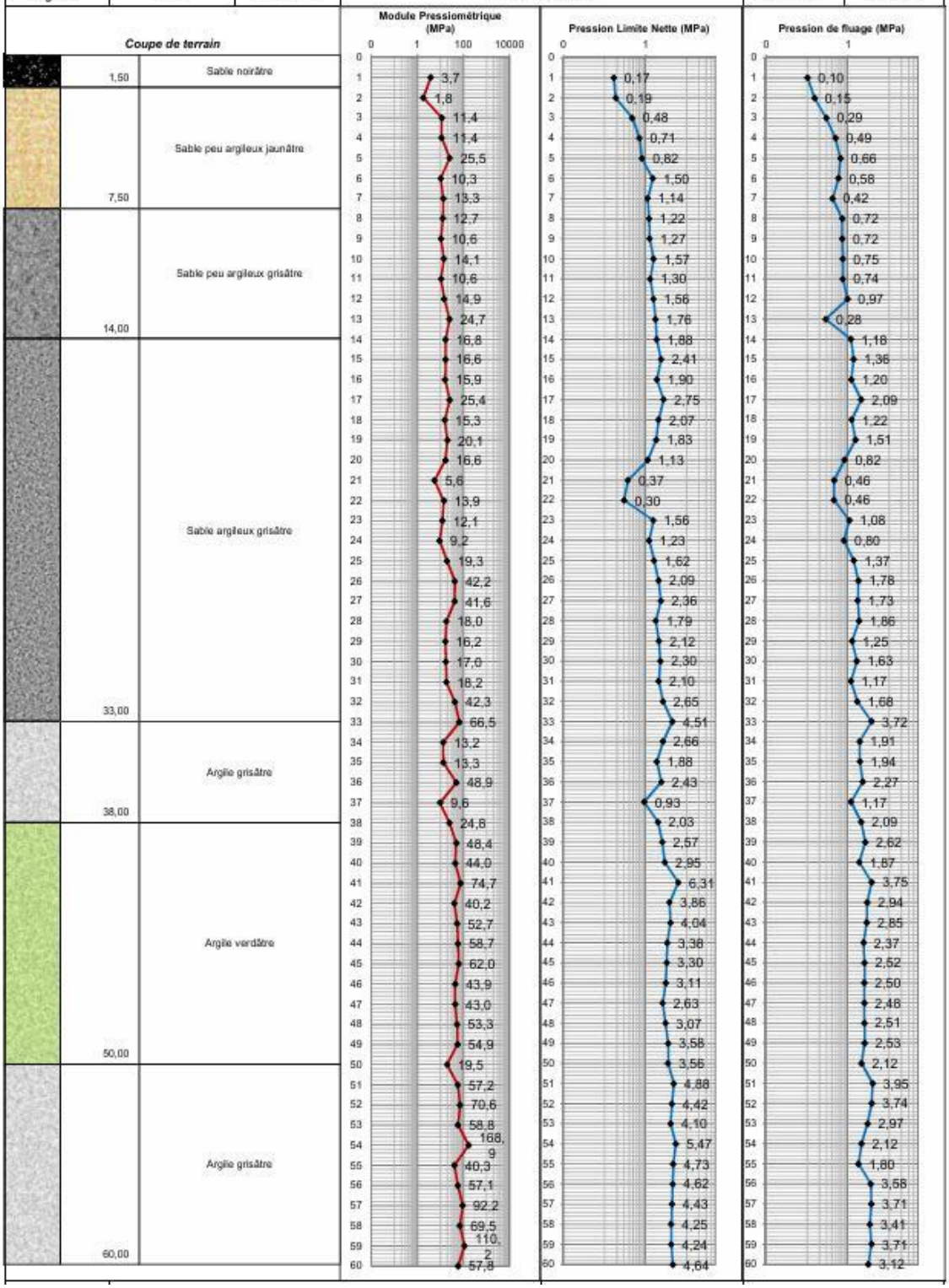
Type des sondages	Coordonnée X	Coordonnée Y
SP1	391348,000	586710,000
SP2	391343,000	586698,000
SP3	391353,000	586691,000
SP4	391335,000	586697,000
SC1	391351,000	586699,000
SC2	391346,000	586703,000

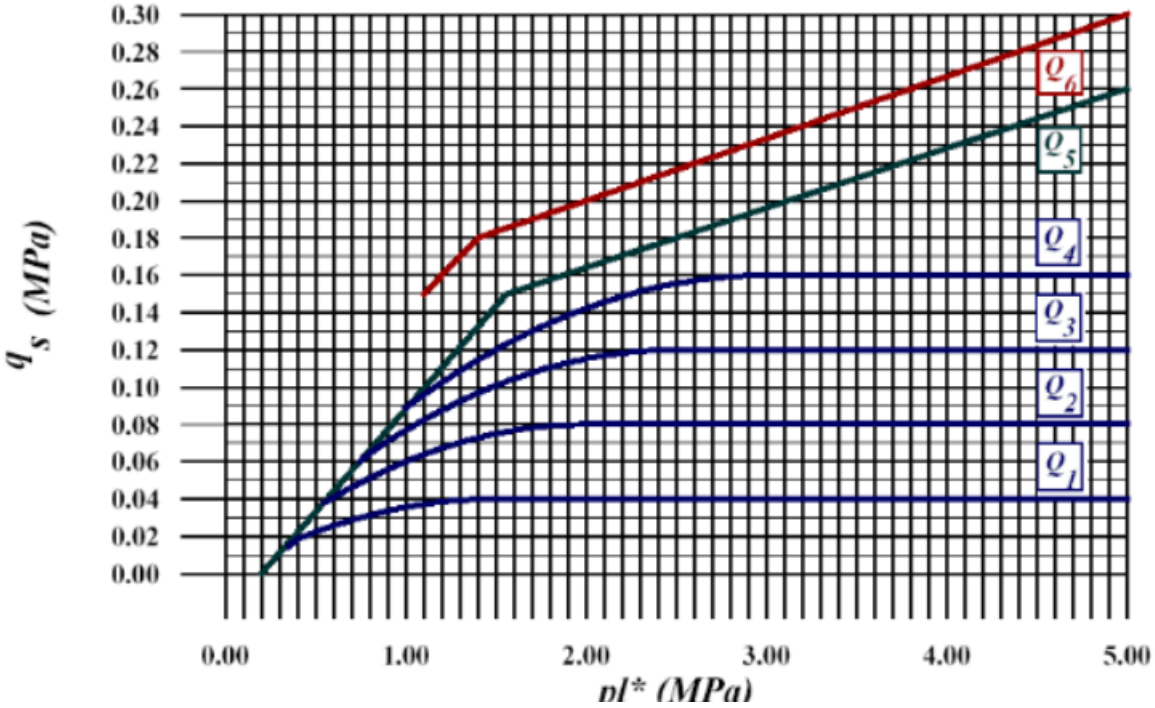
Tableau 48 : Modèle géologique du terrain

Profondeur (m)	Nature du sol	Pl* (KPa)	EM (KPa)	α
0,00 – 3,50	Sable peu argileux très lâche brun / jaunâtre	143,80	2612	1/2
3,50 – 7,50	Sable peu argileux lâche jaunâtre	337,60	4324	1/2
7,50 – 10,50	Sable peu argileux grisâtre moyennement dense	659,43	6793	1/3
10,50 – 20,50	Sable argileux grisâtre dense	1480,66	15550	1/3
20,50 – 22,50	Vase compacte noirâtre	799,74	7023	1/2
22,50 – 25,50	Sable argileux grisâtre dense	1478,93	15299	1/3
25,50 – 28,50	Sable argileux grisâtre très dense	3226,03	43282	1/2
28,50 – 31,50	Argile sableuse grisâtre ferme	806,23	8930	2/3
31,50 – 40,50	Argile grisâtre raide	1700,60	24238	2/3
40,50 – 60,00	Argile grisâtre très raide	3162,50	45533	2/3

Ref: PR2-SP1/ENG/12
Version I

Lieu	MARCORY INJS	ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD		Graphique n°	1
Niveau nappe (m)	1,50	Conformement à la norme NF EN ISO 22476-4		Fluide	BENTONITE
Coordonnées (m)	X= 391348,000 Y= 586710,000 Z=	Chantier	ETUDE GEOTECHNIQUE POUR LA CONSTRUCTION D'UN CHÂTEAU D'EAU DE 5000 M3	Opérateur	AKA AMALAMAN
				Date de début	03/10/2025
Sondage n°	SP1	Dossier n°	2025/DGC/SF/0730	Date de fin	09/10/2025





- un sable silteux et un sable argileux appartiennent à la catégorie sable ou grave ;
- un limon sableux et une argile sableuse appartiennent à la catégorie argile ou limon.

Terrain / Classe de pieu (c)	Argile % CaCO3 < 30 % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire-marneux	Roche altérée et fragmentée (a)
1	1,15 (b)	1,1 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)
2	1,3	1,65	1,6	1,6	2,0
3	1,55	3,2	2,35	2,10	2,10
4	1,35	3,1	2,30	2,30	2,30
5 #	1,0	1,9	1,4	1,4	1,2
6 #	1,20	3,10	1,7	2,2	1,5
7 #	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2
8	1,15 (b)	1,1 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)

(#) pour les pieux de type BAO, HB et PP, mis en œuvre par vibrofonçage, au lieu de battage, il y a lieu de faire un abattement de 50 % sur le facteur k_p.

(a) La valeur de k_p pour les roches altérées et fragmentées doit être prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Dans le cas des roches saines, il convient (F.1 (2) Note

1) d'apprécier si une justification basée sur les méthodes de la présente annexe F et à l'évidence pessimiste est suffisante, ou bien s'il convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

(b) Pour les micropieux, la résistance de pointe n'est normalement pas pris en compte.

(c) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(d) D'autres valeurs de k_{pmax} peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

Annexe D : Impact environnemental et social

Tableau 49 : Caractérisation des impacts identifier

Type d'impact	Source	Récepteurs	Caractéristique
Impact sur la qualité de l'air (Émission de poussières et de gaz d'échappement)	circulation des engins, terrassement, transport de matériaux	étudiants et personnel INJS, riverains, ouvriers de chantier	intensité moyenne × étendue locale × durée courte → Importance moyenne
Impact sonore et vibratoire (Nuisances sonores et vibrations du forage des pieux)	foreuses, bétonnières, camions, compresseurs ; pieux Ø1000 nécessitent un forage particulièrement bruyant pendant 41 m de profondeur	activités d'enseignement et sportives de l'INJS sensibles au bruit	activités d'enseignement et sportives de l'INJS sensibles au bruit
Impact sur les sols (modification de la structure et de l'occupation des sols)	excavation pour radier (≈ 3 000 m³ de déblais), forage de 84 pieux, compaction sous engins	sol naturel du site INJS	intensité moyenne × étendue ponctuelle × durée permanente → Importance moyenne
Impact sur les eaux souterraines (Risque de pollution par boue bentonitique et eaux usées de chantier)	risque de pollution par boue bentonitique et eaux usées de chantier	nappe phréatique très haute (1-1,80 m / TN), particulièrement vulnérable	intensité moyenne × étendue locale × durée moyenne → Importance majeure
Impact sur les eaux superficielles (Rejets liquides et ruissellement de chantier)	lavage des centrales à béton, eaux de cure des bétons, ruissellement sur zones imperméabilisées	caniveaux urbains et ultimement lagune Ébrié	intensité faible × étendue locale × durée courte → Importance mineure

Type d'impact	Source	Récepteurs	Caractéristique
destruction du couvert végétal et perturbation de l'avifaune	préparation du site, défrichement	arbres d'agrément du campus INJS, oiseaux nicheurs	intensité faible × étendue ponctuelle × durée permanente → Importance mineure
Impact sur la santé et la sécurité des travailleurs (Risques d'accidents du travail)	travaux en hauteur (53 m), manipulation de charges, forage de pieux, travail à proximité de tranchées profondes (nappe haute)	ouvriers de chantier	intensité forte × étendue ponctuelle × durée moyenne → Importance majeure
Impact économique et social positif Création d'emplois locaux et stimulation de l'activité	besoin en main-d'œuvre directe et indirecte, achats locaux de matériaux	population active locale, sous-traitants, commerçants	intensité moyenne × étendue locale × durée moyenne → Importance moyenne (positive)
Impacts en phase exploitation (Impact sur la santé publique et l'accès à l'eau)	Amélioration de l'accès à l'eau potable (impact positif majeur)	population desservie du district autonome d'Abidjan	intensité forte × étendue régionale × durée permanente → Importance majeure (positive)
Impact énergétique	pompes de refoulement assurant le remplissage de la cuve	ressources énergétiques régionales	intensité moyenne × étendue régionale × durée permanente → Importance moyenne

Tableau 50 : Bilan synthétique des impacts

Phase	Impact	Nature	Importance
Construction	Qualité de l'air	Négatif	Moyenne

	Bruit et vibration	Négatif	Majeure
	Sols	Négatif	Moyenne
	Eaux souterraines	Négatif	Majeure
	Eaux superficielles	Négatif	Mineure
	Végétations et faune	Négatif	Mineure
	Santé/ sécurité	Négatif	Majeure
	Emploi local	Positif	Moyenne
Exploitation	Accès à l'eau potable	Positif	Majeure
	Paysage	Négatif	Moyenne
	Consommation énergétique	Négatif	Moyenne

Tableau 51 : mesures d'atténuation

Impact	Mesures d'atténuation
Qualité de l'air	• Arrosage régulier des pistes et zones de circulation • Bâchage des bennes de transport • Entretien préventif des engins • Limitation de la vitesse sur le chantier (20 km/h)
Bruit et vibrations	• Limitation des activités bruyantes aux plages horaires 7h-17h • Information préalable des riverains et de l'INJS • Concertation avec les autorités INJS pour planifier les forages hors périodes d'examens • Utilisation d'engins conformes aux normes acoustiques
Sols	• Décapage et stockage soigneux de la terre végétale pour réutilisation • Limitation stricte des emprises • Délimitation physique des zones de circulation des engins
Eaux souterraines	Bassins de décantation étanches pour la boue bentonitique • Recyclage de la boue ou évacuation vers centre de traitement agréé • Plates-formes étanches pour l'entretien des engins • Aire de stockage hydrocarbures sur bac de rétention • Suivi piézométrique de la nappe avant, pendant et après travaux
Eaux superficielles	• Dispositif de récupération des eaux de cure du béton • Filtre à manches pour les eaux de ruissellement • Pas de rejet direct vers les caniveaux urbains
Végétations/faune	• Inventaire et marquage préalable des arbres à préserver • Replantation compensatoire (2 arbres pour 1 abattu) • Programmation des travaux hors période de nidification
Santé/sécurité des travailleurs	Mise en place d'un Plan Particulier de Sécurité et Protection de la Santé (PPSPS) • Équipements de Protection Individuelle (EPI) systématiques • Formation préalable de tout le personnel • Visite médicale d'embauche et périodique

Impact	Mesures d'atténuation
	• Garde-corps et harnais pour travaux en hauteur • Surveillance permanente des fouilles (risque noyade)

Tableau 52 : Mesure pour la phase d'exploitation

Impact	Mesures
Paysage	• Traitement architectural soigné de l'ouvrage • Couleur intégrée à l'environnement (blanc cassé ou gris clair) • Éclairage nocturne discret et anti-pollution lumineuse • Aménagement paysager autour de la base
Consommation énergétique	• Pompes à haut rendement énergétique • Étude d'opportunité pour intégration de panneaux photovoltaïques en toiture • Optimisation des plages de pompage (heures creuses tarifaires)
Bonification	• Maintenance préventive rigoureuse pour garantir la disponibilité • Programme d'information aux usagers • Surveillance de la qualité de l'eau distribuée (analyses bactériologiques périodiques)

Tableau 53 : programme de surveillance environnementale

Aspect surveillé	Indicateur	Fréquence	Responsable
Émissions de poussières	Inspection visuelle, mesures ponctuelles	Hebdomadaire	HSE chantier
Niveau sonore	Sonomètre en limite de chantier	Mensuelle	HSE chantier
Gestion boue bentonitique	Vérification décantation et évacuation	Quotidienne	Chef de chantier
Qualité nappe	Analyse piézomètre	Mensuelle	Bureau spécialisé

Sécurité travailleurs	Registre accidents, port EPI	Quotidienne	Responsable HSE
Plaintes riverains	Registre dédié	Continue	Responsable communication

Tableau 54 : Programme de suivi environnemental

Composante	Indicateur	Fréquence	Durée
Qualité nappe phréatique	Paramètres physico-chimiques	Trimestrielle	Pendant travaux + 2 ans
Niveau sonore en limite INJS	Mesures acoustiques	Trimestrielle	Pendant les travaux
Reprise végétation	Inventaires des plants	Annuelle	3 ans post-travaux
Condition de vie INJS	Enquête de satisfaction	Annuelle	Pendant travaux
Qualité d'eau distribuée	Analyses bactériologiques	Mensuelle	Exploitation

Annexe E : Devis quantitatif et estimatif

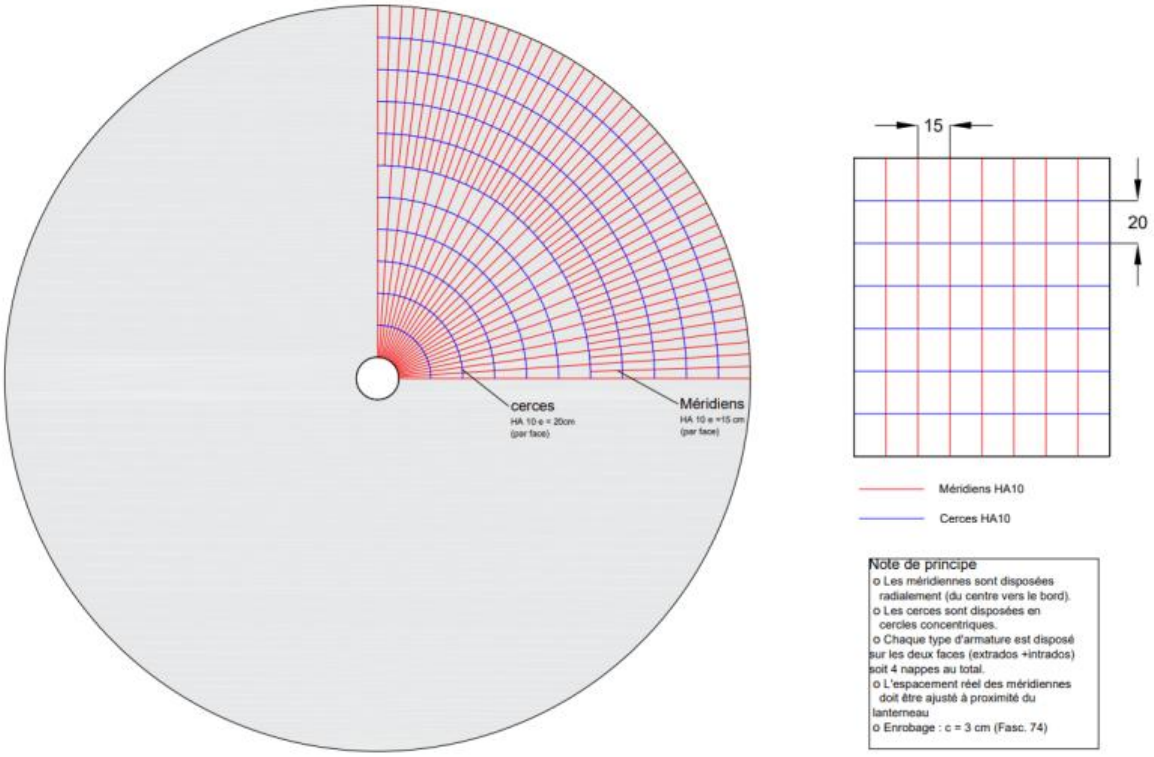
N°	DESIGNATION	U	QUANT.	PRIX UNIT.	MONTANT
1	**FONDATION PROFONDE - 41 PIEUX FORÉS À LA BOUE BENTONITIQUE Ø1000 mm**				
1.1	Amenée, montage et repli du matériel de forage	FF	1,00	35 000 000	35 000 000
1.2	Fourniture et préparation de la boue bentonitique	FF	1,00	18 000 000	18 000 000
1.3	Forage et bétonnage des pieux Ø1000 mm L=41 m (B35 contrôle renforcé)	ml	2 296,00	425 000	975 800 000
1.4	Cages d'armatures pour pieux (8 HA20 + HA12 e=20)	kg	74 119,00	1 600	118 590 400
1.5	Essais de chargement statique sur pieu d'essai	u	2,00	8 500 000	17 000 000
1.6	Essais d'intégrité par méthode cross-hole	u	8,00	750 000	6 000 000
1.7	Recépage des têtes de pieux	u	41,00	180 000	7 380 000
	TOTAL LOT 1 - FONDATION PROFONDE				**1 150 822 800**
2	**SUPERSTRUCTURE - FÛT, CUVE, COUPOLES, CHEMINÉE**				
2.1	**FÛT SUPPORT (Ø10 m × H=36 m × ép. 55 cm) - 5HA14 e=20 + 5HA14 e=20**				
2.1.1	-Béton dosé à 350 kg/m³ (B35)	m³	587,80	165 000	96 987 000
2.1.2	-Acier HA Fe E500	kg	25 841,00	1 600	41 345 600
2.1.3	-Coffrage cylindrique (int + ext)	m²	2 138,00	12 000	25 656 000
2.1.4	-Échafaudages spéciaux grande hauteur (53 m)	FF	1,00	45 000 000	45 000 000
	Total 2.1 - Fût support				***198 652 200***
2.2	**DALLE INTERMÉDIAIRE FÛT (Ø10 × ép. 20 cm)**				
2.2.1	-Béton dosé à 350 kg/m³ (B35)	m³	15,70	165 000	2 590 500
2.2.2	-Acier HA Fe E500	kg	1 885,00	1 600	3 016 000
2.2.3	-Coffrage de dalle	m²	79,00	8 500	671 500
	Total 2.2 - Dalle fût				***5 524 000***
2.3	**CEINTURE D'APPUIS (section 90 × 110 cm) - HA32 e=8 + HA12 peau**				
2.3.1	-Béton dosé à 350 kg/m³ (B35)	m³	31,10	165 000	5 131 500
2.3.2	-Acier HA Fe E500 (40 HA32 + cadres + peau)	kg	8 672,00	1 600	13 875 200
2.3.3	-Coffrage spécial (forme ceinture)	m²	126,00	12 000	1 512 000
	Total 2.3 - Ceinture d'appuis				***17 049 900***
2.4	**CUVE TRONCONIQUE (Ø10→Ø35 × H=12 m × ép. 50 cm) - 4HA25 e=25 + 5HA14@20**				
2.4.1	-Béton dosé à 350 kg/m³ (B35)	m³	612,40	165 000	101 046 000
2.4.2	-Acier HA Fe E500	kg	52 574,00	1 600	84 118 400
2.4.3	-Coffrage spécial tronconique double face	m²	2 450,00	22 000	53 900 000
	Total 2.4 - Cuve tronconique				***218 034 800***
2.5	**COUPOLE DE FOND (Ø10 m, flèche 1,25 m × ép. 30 cm) - 7HA32 + 7HA32**				
2.5.1	-Béton dosé à 350 kg/m³ (B35)	m³	25,00	165 000	4 125 000
2.5.2	-Acier HA Fe E500	kg	14 747,00	1 600	23 595 200
2.5.3	-Coffrage spécial sphérique	m²	167,00	22 000	3 674 000
	Total 2.5 - Coupole de fond				***25 495 400***
2.6	**COUPOLE SUPÉRIEURE (Ø35 m, flèche 3,5 m × ép. 20 cm) - 6HA10 e=15 + 5HA10 e=20**				
2.6.1	-Béton dosé à 350 kg/m³ (B35)	m³	200,10	165 000	33 016 500
2.6.2	-Acier HA Fe E500	kg	13 565,00	1 200	16 278 000
2.6.3	-Coffrage spécial sphérique double face	m²	2 001,00	22 000	44 022 000
	Total 2.6 - Coupole supérieure				***93 316 500***
2.7	**CHEMINÉE CENTRALE (Ø2 m int × H=10,75 m × ép. 25 cm) - 5HA12@20 + 5HA8@20**				
2.7.1	-Béton dosé à 350 kg/m³ (B35)	m³	19,00	165 000	3 135 000
2.7.2	-Acier HA Fe E500	kg	975,00	1 600	1 560 000
2.7.3	-Coffrage cylindrique (int + ext)	m²	152,00	12 000	1 824 000
	Total 2.7 - Cheminée centrale				***6 129 000***

2.8	**CEINTURE SUPÉRIEURE (section 80 × 90 cm) - 36 HA25 + HA10 cadres e=15**				
2.8.1	-Béton dosé à 350 kg/m³ (B35)	m³	79,20	165 000	13 068 000
2.8.2	-Acier HA Fe E500	kg	20 111,00	1 600	32 177 600
2.8.3	-Coffrage	m²	374,00	12 000	4 488 000
	Total 2.8 - Ceinture supérieure				***41 689 200***
2.9	**LANTERNEAU (Ø2 m × H=1,5 m × ép. 10 cm)**				
2.9.1	-Béton dosé à 350 kg/m³ (B35)	m³	0,94	165 000	155 100
2.9.2	-Acier HA Fe E500	kg	75,00	1 600	120 000
2.9.3	-Coffrage	m²	18,80	12 000	225 600
2.9.4	-Garde-corps périphérique en acier galvanisé	ml	32,00	65 000	2 080 000
	Total 2.9 - Lanterneau				***2 550 700***
	TOTAL LOT 2 - SUPERSTRUCTURE				**608 441 700**
3	**ÉTANCHÉITÉ ET REVÊTEMENTS HYDROFUGES**				
3.1	Étanchéité intérieure cuve (revêtement bicomposant agroalimentaire)	m²	1 308,00	35 000	45 780 000
3.2	Étanchéité de la coupole supérieure	m²	1 001,00	25 000	25 025 000
3.3	Joints hydrogonflants au niveau des reprises de bétonnage	ml	150,00	15 000	2 250 000
3.4	Essai d'étanchéité par mise en eau avant mise en service	FF	1,00	8 500 000	8 500 000
	TOTAL LOT 3 - ÉTANCHÉITÉ				**81 555 000**

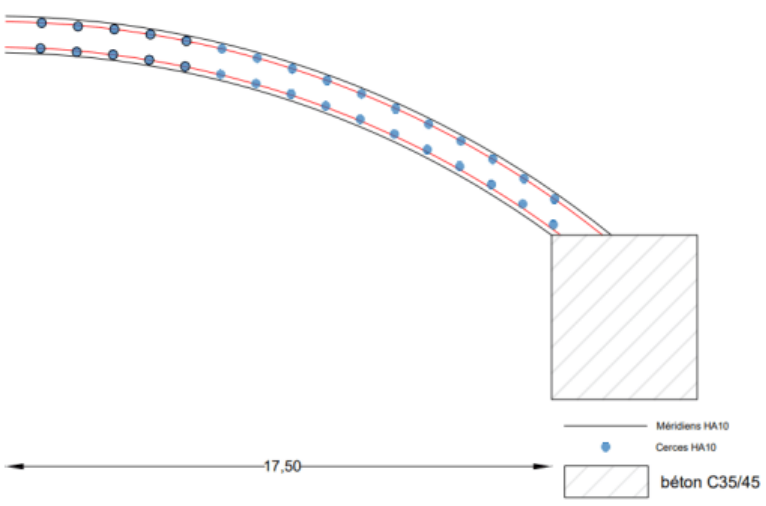
Annexe F : Plans de ferraillage

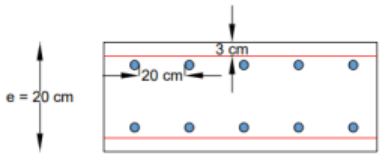
Coupoles

Ferraillage coupole supérieur Vue en plans



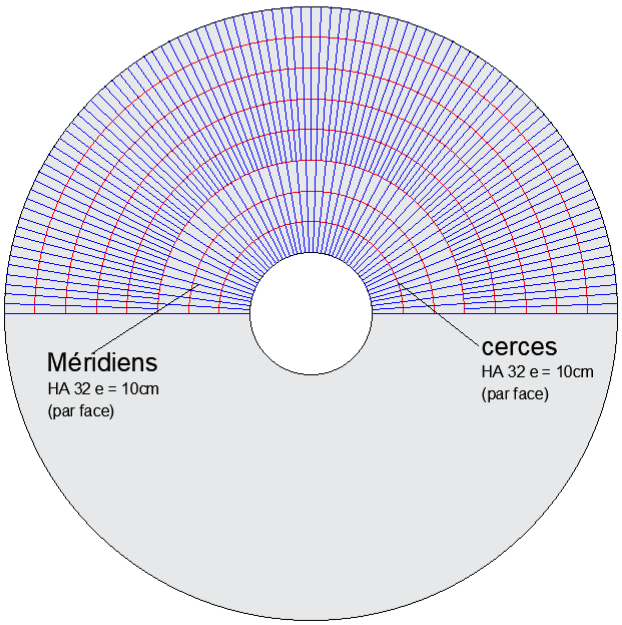
Ferraillage coupole supérieur coupe verticale

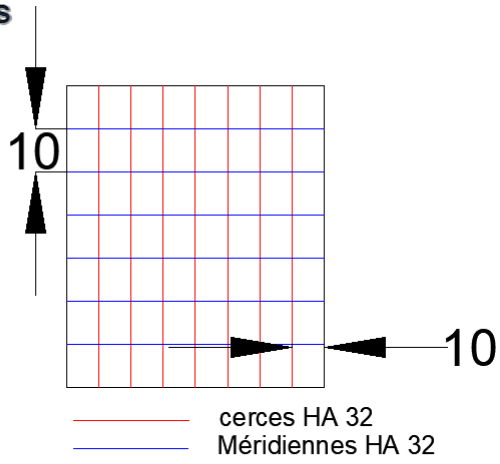




Position	Diamétre	espacement	A (cm2/ml)
Méridiens	HA 10	15 cm	4,71
Cerces	HA 10	20 cm	3,93

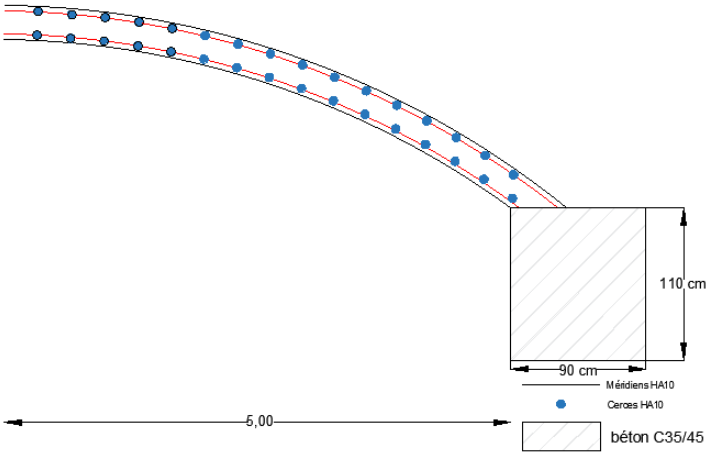
Ferraillage coupole de fond Vue en plans

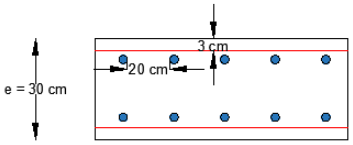




Note de principe
- o Les méridiennes sont disposées radialement (du centre vers le bord).
- o Les cerces sont disposées en cercles concentriques.
- o Chaque type d'armature est disposé sur les deux faces (extrados +intrados) soit 4 nappes au total.
- o L'espacement réel des méridiennes doit être ajusté à proximité du lanterneau
- o Enrobage : c = 4 cm (Fasc. 74)

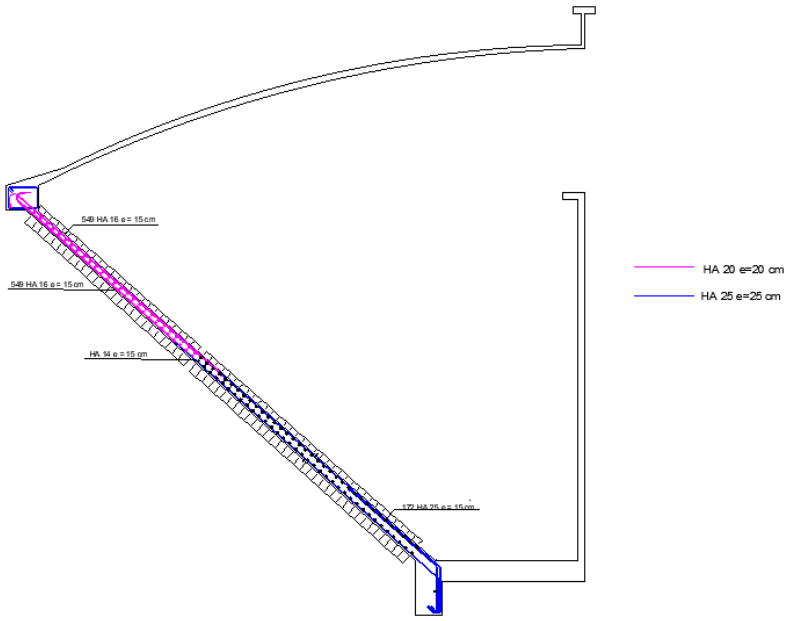
Ferraillage coupole de fond coupe verticale



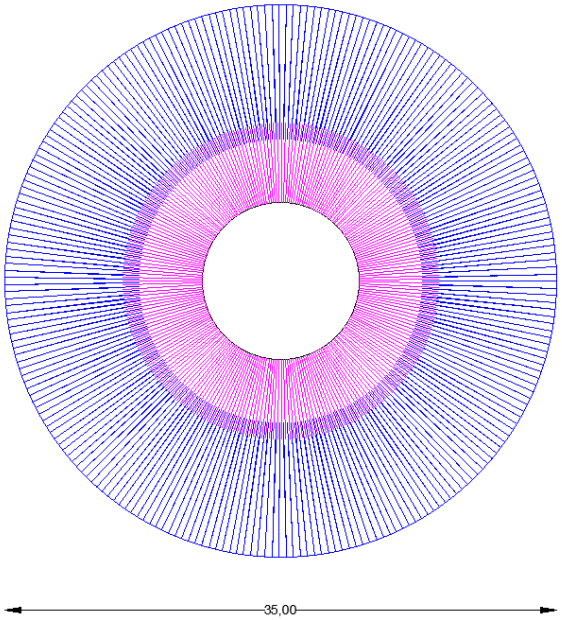


Position	Diamétre	espacement	A (cm2/ml)
Méridiens	HA 32	10 cm	56,30
Cerces	HA 32	10 cm	56,30

Cuve Tronconique



Coupe longitudinale de la parois tronconique

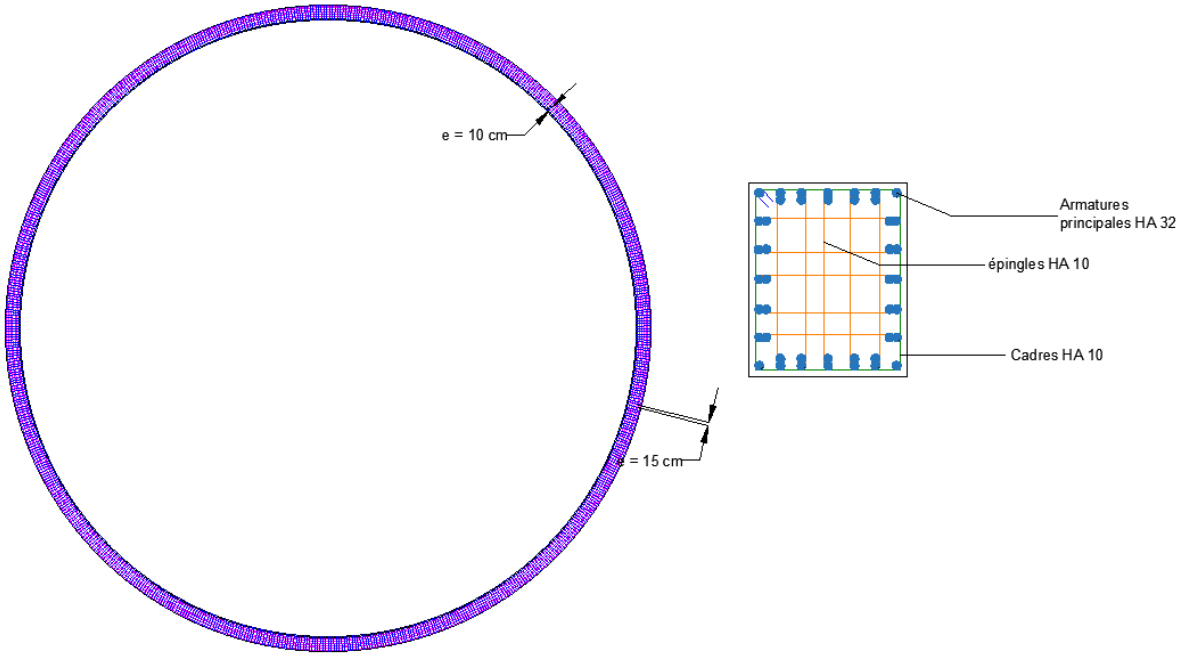


HA 20 e=20 cm

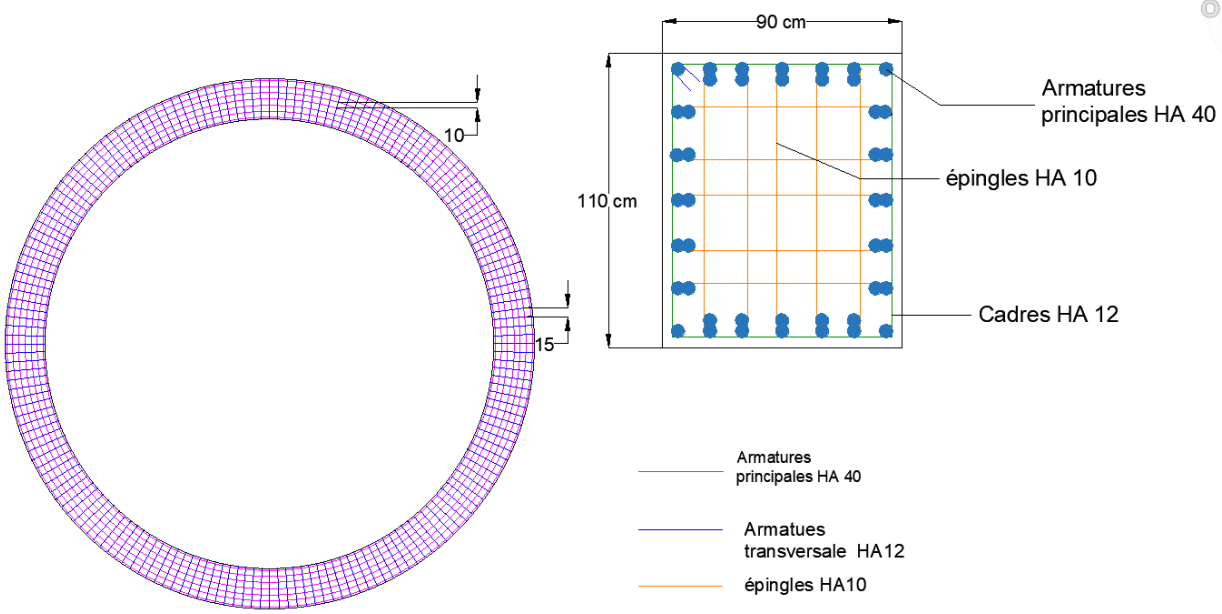
HA 25 e=25 cm

Ceintures

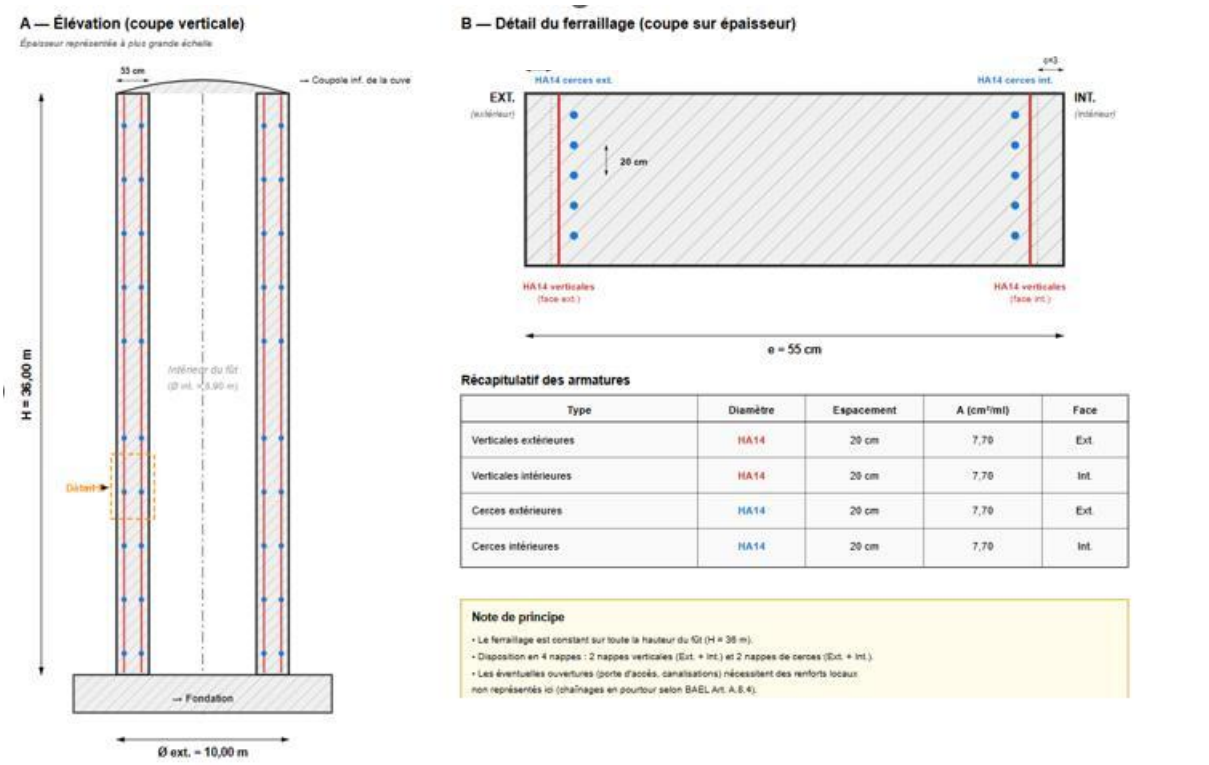
Ferraillage ceinture supérieur

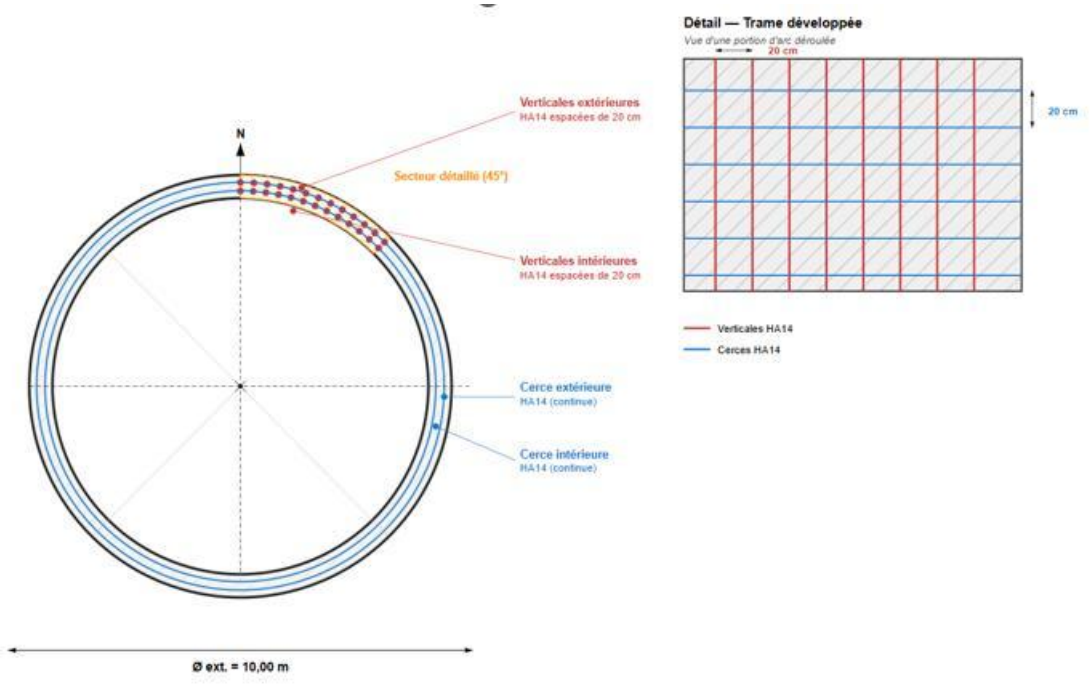


Ferraillage ceinture d'appuis

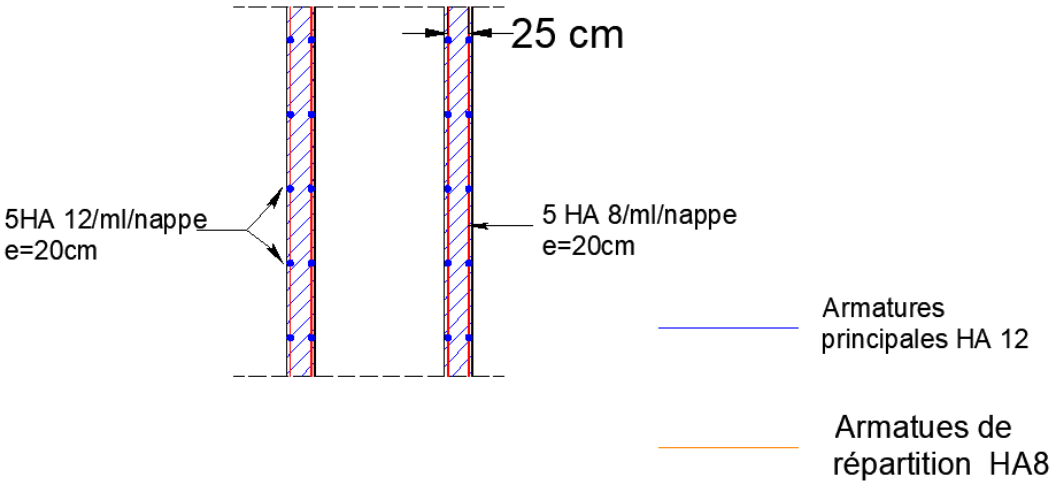


Fut support


A — Élévation (coupe verticale)
Épaisseur représentée à plus grande échelle
55 cm
→ Coupole inf. de la cuve
H = 36,00 m
Intérieur du fût
(Ø int. = 9,90 m)
Détail
→ Fondation
Ø ext. = 10,00 m
B — Détail du ferraillage (coupe sur épaisseur)
HA14 cerces ext.
HA14 cerces int.
EXT.
(extérieur)
INT.
(intérieur)
20 cm
HA14 verticales
(face ext.)
HA14 verticales
(face int.)
e = 55 cm
Récapitulatif des armatures
Type | Diamètre | Espacement | A (cm²/ml) | Face
Verticales extérieures | HA14 | 20 cm | 7,70 | Ext.
Verticales intérieures | HA14 | 20 cm | 7,70 | Int.
Cerces extérieures | HA14 | 20 cm | 7,70 | Ext.
Cerces intérieures | HA14 | 20 cm | 7,70 | Int.
Note de principe
• Le ferraillage est constant sur toute la hauteur du fût (H = 36 m).
• Disposition en 4 nappes : 2 nappes verticales (Ext. + Int.) et 2 nappes de cerces (Ext. + Int.).
• Les éventuelles ouvertures (porte d'accès, canalisations) nécessitent des renforts locaux
non représentés ici (chaînages en pourtour selon BAEL Art. A.8.4).

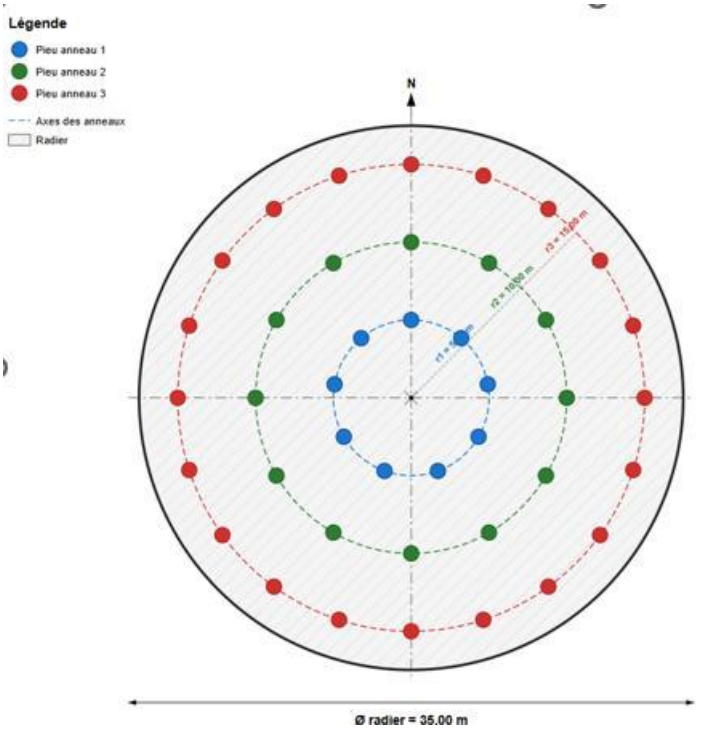

N
Verticales extérieures
HA14 espacées de 20 cm
Secteur détaillé (45°)
Verticales intérieures
HA14 espacées de 20 cm
Cerce extérieure
HA14 (continue)
Cerce intérieure
HA14 (continue)
Ø ext. = 10,00 m
Détail — Trame développée
Vue d'une portion d'arc déroulée
20 cm
20 cm
Verticales HA14
Cerces HA14

Cheminée



Ferraillage de la cheminée

Pieux



Disposition des pieux

Anneau	Rayon	Nb pieux	Espacement
Anneau 1	5,00 m	9	3,49 m
Anneau 2	10,00 m	12	5,24 m
Anneau 3	15,00 m	20	4,71 m
TOTAL		41 pieux	

Vérification des espacements

Entre couronnes (radial) :
d (C1→C2) = 10 − 5 = 5,00 m > 3,00 m OK
d (C2→C3) = 15 − 10 = 5,00 m > 3,00 m OK

Curvilignes (le long de l'anneau) :
Anneau 1 : 2π × 5/9 = 3,49 m > 3,00 m OK
Anneau 2 : 2π × 10/12 = 5,24 m > 3,00 m OK
Anneau 3 : 2π × 15/20 = 4,71 m > 3,00 m OK