

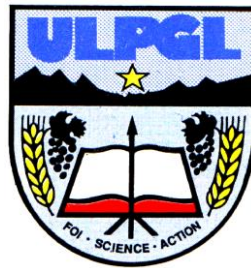
UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES

APPLIQUEES

« F.S.T.A »

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



BP. 368 GOMA

www.ulpgl.net

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET
CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE
STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE
GOMA**

Travail présenté et défendu en vue de l'obtention du
Diplôme d'ingénieur civil

Option : Structures et Ouvrages d'art

Présenté Par : MUTEATEANYA BIIRI Dieume

Directeur : Prof. DrTech. Ir. BARAKA MUSHAGE
Olivier

Encadreur : Ass. Ir. KUBUYA BINWA Patient

ANNÉE ACADÉMIQUE 2022-2023

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Dédicaces

A KUBUYA KIYANA et NGULU BIIRI, nos chers parents et modèles dans bien de
domaines.

Remerciements

Ce travail n'aurait jamais pu voir le jour sans le soutien et la contribution de nombreuses personnes. Nous souhaitons exprimer notre sincère gratitude à :

- Toutes les autorités et tous les membres de l'ULPGL/Goma, en particulier ceux de la Faculté des Sciences et Technologies Appliquées, qui ont tous contribué de manière significative à la création d'un environnement propice à notre apprentissage.
- Professeur Olivier BARAKA MUSHAGE et l'Assistant Ingénieur Patient BUBUYA BINWA pour leurs précieuses corrections, conseils et recommandations, sans lesquels ce travail n'aurait pas atteint le niveau scientifique qu'il présente aujourd'hui.
- Notre famille, nos amis et nos camarades qui ont partagé le fardeau de notre formation tout au long de ce parcours.
- Toutes les personnes qui ont apporté leur contribution, de près ou de loin, à notre formation générale ainsi qu'à la rédaction de ce travail en particulier.

Nous sommes profondément reconnaissants envers chacune de ces personnes pour leur soutien inestimable.

Résumé

Ce travail se concentre sur l'analyse structurale de silos en béton armé de forme carrée et cylindrique, destinés au stockage de 300 mètres cubes de maïs dans la ville de Goma. L'objectif principal de cette étude est de contribuer à l'amélioration des infrastructures agricoles de la région afin de résoudre le problème des pertes de récoltes et de garantir leur préservation à l'abri des prédateurs et d'éclairer quant à l'influence de la forme géométrique d'un silo sur son comportement structural et ainsi fournir des directives aux ingénieurs pour la conception d'installations de stockage agricole en générale, et de silo en béton armé en particulier.

Dans cette perspective, nous avons comparé les performances structurales de deux modèles de silos élancés, l'un de forme carrée et l'autre de forme cylindrique, tous deux en béton armé, en prenant en compte les charges combinées du maïs ensilé, du vent et des séismes.

Afin d'assurer une analyse logique et fiable, nous avons effectué des analyses statiques et dynamiques sur les deux modèles à l'aide du logiciel RFEM, en nous conformant aux normes eurocodes 1 et 8. Nous avons ensuite comparé les réponses structurales, notamment les déplacements et les contraintes internes dans les parois, des deux modèles.

Les résultats obtenus montrent que, en cas de séisme, les parois du modèle carré se sont avérées être 1,688 fois plus déformables que celles du modèle cylindrique, subissant une contrainte en flexion 1,57 fois supérieure selon l'axe radial. De plus, elles nécessitent 1,725 fois plus d'armatures pour leur renforcement par rapport aux parois du modèle circulaire, afin de résister aux effets combinés du vent, de la matière ensilée et du séisme. Ces résultats, parmi d'autres, nous ont conduits à conclure que du point de vue du comportement structural, un silo de forme cylindrique présente une meilleure performance qu'un silo de forme carrée.

Mots clés ; silo, grains, matière granulaire

Abstract

This study focuses on the structural analysis of square and cylindrical reinforced concrete silos intended for the storage of 300 cubic meters of maize in the city of Goma. The main objective of this study is to contribute to the improvement of agricultural infrastructure in the region in order to address the issue of crop losses and ensure their preservation against predators. It also aims to provide guidance to engineers for the design of agricultural storage facilities in general and particularly, the design of concrete silo.

In this context, we compared the structural performance of two slender silo models, one square and one cylindrical, both made of reinforced concrete, taking into account the combined loads of ensiled maize, wind, and seismic forces.

To ensure a logical and reliable analysis, we conducted static and dynamic analyses on both models using the RFEM software, in compliance with Eurocodes 1 and 8 standards. We then compared the structural responses, including displacements and internal stresses in the walls, of both models.

The results show that, in the event of an earthquake, the walls of the square model were found to be 1.688 times more deformable than those of the cylindrical model, experiencing a 1.57 times greater bending stress along the radial axis. Additionally, they require 1.725 times more reinforcement than the circular model to withstand the combined effects of wind, ensiled material, and seismic forces. These results, among others, led us to conclude that from a structural behavior perspective, a cylindrical silo performs better than a square silo.

Key words: silo, grain and granular material

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Sommaire

Dédicaces.....	i
Remerciements	ii
Résumé.....	iii
Abstract	iv
Sommaire	v
Liste des abréviations	viii
Liste de tableaux.....	ix
Liste de figures	xi
Listes des annexes	xiii
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I. GENERALITES SUR LES SILOS ET LE MILIEU GRANULAIRE.....	5
I.1 GENERALITES SUR LES MATERIAUX GRANULAIRES.....	5
I.1.1 Classification des matériaux granulaires	5
I.1.2 Paramètres caractérisant le produit ensilé	6
I.2 GENERALITES SUR LES SILOS	7
I.2.1 Définition de concepts et terminologie.....	7
I.2.2 Classification des silos	9
I.2.2.3 Classification suivant l'utilisation du silo.....	14
I.3 EXÉCUTION DES TRAVAUX.....	14
I.3.1 Coffrage	15
I.3.2 Mise en œuvre du béton	16
I.4 EQUIPEMENT D'UN SITE DE STOCKAGE	17
I.5 GENERALITES SUR LES CONTRAINTES DANS UN SILO	18
I.5.1 Influence du mode de construction d'un tas ou du remplissage du silo sur les contraintes	19
I.5.2 Type d'écoulement.....	20

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

1.5.3 Influence de la rugosité des parois sur l'écoulement de matières.....	22
I.6 TYPE DE VIDANGE ET LEUR INFLUENCE SUR LA DISTRIBUTION DE CONTRAINTES.....	23
1.6.1 Vidange Normale.....	23
1.6.2 Vidange géométriquement anormale.....	23
1.6.3 Vidange mécaniquement anormale.....	24
1.6.4 Vidange structurellement anormale.....	24
I.7 ACCIDENTS LIÉS AUX SILOS.....	25
1.7.1 Incendie.....	25
1.7.2 Explosion.....	25
I.8 CONCLUSION PARTIELLE.....	27
CHAPITRE II : MATERIELS ET METHODES DE L'ÉTUDE.....	28
II.1. PRÉSENTATION DU MILIEU D'ÉTUDE.....	28
II.2 PREDIMENSIONNEMENT GEOMETRIQUE ET STRUCTURALE.....	29
II.2.1 Conception géométrique.....	29
II.2.2 Pré-dimensionnement structurale.....	30
II.3 MATERIAUX UTILISÉS.....	32
II.4 EVALUATION ET DESCENTE DES CHARGE.....	33
II.4.1 Modélisation mathématique des efforts dus aux chargement et à la vidange d'un silo.....	33
II.4.2 Méthodes d'analyse dynamique et modélisations des charges y affairant.....	39
II.5 NOTION DES ETATS LIMITES ET COMBINAISON DES CHARGE.....	57
II.5.1 Etat limite ultime.....	57
II.5.2 Etat limite de service.....	58
II.5.3 Combinaison à considérées.....	58
II.6 PRESENTATION DES LOGICIELS RFEM 5 ET MICROSOFT EXCEL.....	60
II.7 PRESENTATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS.....	61
II.8 CONCLUSION PARTIELLE.....	61
CHAP III : PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS.....	62
III.1 ANALYSE STATIQUE.....	62

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

III.1.1 Conception géométrique.....	62
III.1.2 Pré dimensionnement des éléments de structure.....	64
III.1.3 Présentation des modelés.....	65
III.1.4 Evaluation et descente des charges	67
III.1.5 Interprétation des résultats de l'étude statique	67
III.2 PRESENTATION ET ANALYSE DE RESULTAT DE L'ETUDE DYNAMIQUE.....	73
III.2.1 Spectre utilisé	73
III.2.2 Modélisation des masses et analyse modale	74
III.2.3 Analyse des réponses des structures au séisme.	76
III.2.3.3 Conclusion de l'analyse dynamique	81
III.3 COMPARAISONS DES ARMATURES REQUISES POUR LE FERRAILLAGES DES PAROIS VERTICALES.	82
III.4 COMPARAISON DE SECTIONS DES BARRES NECESSAIRES POUR LE SUPPORT DES MODELES...	83
III.5 CONCLUSION PARTIELLE.....	83
CONCLUSION GENERALE	84

Liste des abréviations

3D : trois dimensions

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

BPEL : Béton Précontraint aux Etats Limites

CQC : Combinaison Quadratique Complète

ELS : Etats limites de services

ELU : Etats limites ultimes

HA : Haute adhérence

PGA : Peak Ground Acceleration

RDC : République Démocratique du Congo

SE : Séisme et silo vide

SF : Séisme et silo plein

ULPGL : Université Libre des Pays des Grands Lacs

ULS: Ultimate Limit State

SLS: Serviceability Limit State

WF : Vent et silo plein

WE : Vent et silo vide

Liste de tableaux

Tableau 1: Classification de la pression dynamique du vent en RDC [25].	29
Tableau 2: Propriétés de barres et fils redressés selon eurocode 2-1-1 [19]	32
Tableau 3: Classe d'importance de silo	38
Tableau 4: Paramètres des terrains [31]	41
Tableau 5: Cp,o en Fonction du Nombre de Reynold [32]	43
Tableau 6: Elancement effectif [32]	45
Tableau 7 : Cpe de parois verticales [32]	48
Tableau 8: Cpe de toitures plate à arrêtes vive [32]	49
Tableau 9: Valeur des Paramètres décrivant le Spectre de réponses élastique [34]	53
Tableau 10: 'Peak ground acceleration' pour la ville de Goma et ses environs [36]	54
Tableau 11: Coefficient d'importance de la structure [34]	55
Tableau 12: Coefficient de combinaison de charge à L'Elu [41]	59
Tableau 13: Coefficient de combinaison de charge à L'ELS [41]	60
Tableau 14: coefficient de combinaison de charge sous l'action sismique [41]	60
Tableau 16 : Caractéristiques des modèles.	66
Tableau 15: Coefficient de combinaison dans les calculs	67
Tableau 17: Efforts dans la poutre la plus chargée du modèle carré	72
Tableau 18: Efforts dans la poutres la plus chargée du modèle circulaire	72
Tableau 19: Efforts dans le poteau le plus chargé du modèle carré	72
Tableau 20: Efforts dans le poteau le plus chargé du modèle circulaire	72
Tableau 21: Paramètres du spectre de calcul.	74
Tableau 22: fréquences propres du modèle carre	75
Tableau 23: fréquences propres du modèle circulaire	75
Tableau 24: Facteur de masse modale effectives du modèle carré.	75
Tableau 25: Facteur de masse modale effectives du modelés circulaire	76
Tableau 26: efforts intérieurs dans la poutre la plus chargée du modèle carré sous l'effet d'un tremblement de terre.	80
Tableau 27: efforts intérieurs dans la poutre la plus chargée du modèle circulaire sous l'effet d'un tremblement de terre.	80
Tableau 28: efforts intérieurs dans le poteau le plus chargée du modèle carré sous l'effet du tremblement de terre.	81
Tableau 29: effort intérieurs dans le poteau le plus chargée du modèle circulaire sous l'effet du tremblement de terre.	81

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Tableau 30: Armatures de ferrailage	82
Tableau 31: dimensions optimales des barres et leurs ferrailage	83
Tableau 32: Elancement de calcul	108
Tableau 33: Paramètres de calcul de l'action du vent sur le cylindre	109
Tableau 34: Pression extérieur du vent sur le cylindre	109
Tableau 35: paramètres de calcul de l'action du vent sur le carré	112

Liste de figures

Figure 1:différents états d'un milieux granulaire [6].	6
Figure 2: surface de emplissage, plan moyen de remplissage [7]	8
Figure 3 plan de base [7]	9
Figure 4 : silo en bois (à gauche) et silo en maçonnerie (à droite) [13], [14]	10
Figure 5: groupe de silo tour[45]	10
Figure 6: silo horizontal [16]	11
Figure 7(a):dimensions caractéristiques des silos [17]	12
Figure 8: forme de silos [18]	13
Figure 9: Chantier d'exécution d'un silo [12]	14
Figure 10: Nomenclature des éléments constitutif d'un coffrage glissant [4]	16
Figure 11 : conditions idéales de stockage des grains [2]	18
Figure 12: variation des pressions dans un silo [18].	19
Figure 13:influence du mode de construction d'un tas de grain sur la distribution des contraintes [6].	20
Figure 14:Écoulement en masse [20].	20
Figure 15:Écoulement en cheminée [20]	21
Figure 16: Écoulement en semi-masse [20].	21
Figure 17:type d'écoulement en fonction de l'angle d'inclinaison de la trémie [17]	22
Figure 18: excentricité des orifices de vidange [7]	24
Figure 19:groupe de silo détruit par une explosion [22]	26
Figure 20:Localisation géographique de la ville de Goma [23]	28
Figure 21: efforts sur les parois du silo	34
Figure 22: Application de la pression du aux excentricité (silo circulaire)	36
Figure 23: Application de la pression du aux excentricité (silo carré)	37
Figure 24: $C_{p,o}$ en fonction du nombre de Reynolds [32]	43
Figure 25:facteur d'élancement en fonction du taux de remplissage [32]	44
Figure 26: C_{pe} des silos carré [32]	46
Figure 27: Z_e en fonction de la hauteur (silo carré)	47
Figure 28: Zonage des parois verticales [32]	47
Figure 29:Zonage de la toiture	48
Figure 30: Spectre de Réponse Élastique [34]	53
Figure 31: répartition de la pression supplémentaires due au séisme sur les paroi du silo [39]	57
Figure 32:Configuration du modèle circulaire	64
Figure 33: configuration du modèle carré	64
Figure 34 : vue 3D modèle carré	66
Figure 35: Vue 3D modèle circulaire	66

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Figure 36: Résultantes des déplacements U:	68
Figure 37: Moment suivant X	69
Figure 38: Moment suivant Y	70
Figure 39: Efforts tranchants suivant X.....	70
Figure 40: Efforts tranchants suivant Y.....	71
Figure 41: Spectre d'accélération utilisé.....	74
Figure 42: Déplacement U sous l'effet d'un séisme.....	76
Figure 43: Moment suivant X sous l'effet d'un séisme.....	77
Figure 44: Moment suivant Y sous l'effet d'un séisme.....	78
Figure 45: Effort tranchant suivant X sous l'effet d'un séisme.....	79
Figure 46: Efforts tranchants suivant Y sous l'effet d'un séisme.....	80
Figure 47: Distribution de la pression du vent sur le cylindre.....	112
Figure 48: subdivision de la parois verticales du modèle carré pour les faces parallèles au vent.....	113

Listes des annexes

ANNEXE I : CARACTERISTIQUE DE LA MATIERES GRANULAIRES.....	91
ANNEXE 1.1 : CARACTERISTIQUE PRINCIPALES.....	91
ANNEXE 1.2: VALEUR DES PARAMETRES K , μ et ϕ	92
ANNEXE 1.3 : CLASSIFICATION DES PAROIES SUIVANT LEUR RIGOSITE.....	93
ANNEXE II. DETAILLE DE CALCULS DES ACTIONS AGISSANTS.....	94
ANNEXE II.1 : ACTIONS DUS A LA MATIERE GRANULAIRE.....	94
ANNEXE II.2 : ACTIONS DUS AU VENT.....	108
ANNEXE 4: Schéma de disposition des poteaux de support sur les contours des modèles.....	113
ANNEXE 5: Abaque d'armature [44].....	114
ANNEXE 6 : Schéma de ferrailage des parois verticales du modèle carré.....	114
ANNEXE 7:Schéma de ferrailage des parois verticales du modèle circulaire.....	115
ANNEXE 8: Schéma de ferrailage d'une section de la poutre du modèle carré.....	115
<i>ANNEXE 8: Schéma de ferrailage d'une section de la poutre du modèle circulaire.....</i>	<i>116</i>

INTRODUCTION GENERALE

Selon le communiqué de presse de Nations unie du 11 juillet 2022, la population mondiale a atteint le chiffre de 8 milliards en date du 15 novembre 2022, et devrait atteindre 8.5 milliards en 2030, 9.7 milliards en 2050 et Il est prévu qu'elle atteigne un pic d'environ 10,4 milliards de personnes au cours des années 2080 [1]. Cette croissance de la population met à rude épreuve tout le système agricole ainsi que les efforts de lutte contre la faim dans le monde, car il faut produire plus pour combler les besoins alimentaires. L'augmentation de la production à elle seule, n'est pas une solution au problème de besoins alimentaires. Il faut aussi avoir un bon système de stockage afin de diminuer du mieux qu'on le peut les pertes agricoles qui s'observent après la récolte de produits agricoles. Ces pertes peuvent être soit qualitatives ou quantitatives et suivant les régions, elles peuvent atteindre jusqu'à 37 à 40 % de la production totale [2].

Alors que, selon le même communiqué de Nations unies, plus de la moitié de l'augmentation prévue de la population mondiale d'ici 2050 sera concentrée dans huit pays : la République démocratique du Congo, l'Égypte, l'Éthiopie, l'Inde, le Nigéria, le Pakistan, les Philippines et la République-Unie de Tanzanie ; le système de stockages des produits agricoles en République démocratique du Congo, en province du Nord-Kivu en générale, et à Goma en particulier, reste rudimentaires. Le système de stockage consiste à un séchage de la production en champ, ce qui augmente les risques des pertes par vols et par attaques des prédateurs (oiseaux et autres insectes) ; un égrenage manuel suivis d'un séchage sur bâches ou à même le sol ; et d'une conservation des grains produits dans des fûts ou dans des sacs avant la commercialisation [3].

Ce système occasionne des pertes de récoltes dérisoires et quant à la récolte qui survie à ces pertes ; les paysans sont obligés de la bradés fautes des moyens de transport, des voies d'évacuations en bon états, et d'un moyen de stockage pouvant leurs permettre de garder leurs productions en bon états et à l'abris des prédateurs en attendant des occasions plus favorables en termes de prix et des voies d'évacuation. Cela a pour effets d'appauvrir d'avantages les populations rurales et de les maintenir dans l'extrême pauvreté malgré les efforts qu'ils fournissent à travers l'agriculture pour s'en échapper. Pour le stockage proprement dit, beaucoup de producteurs utilisent leurs habitations dans les zones de production alors que dans les marchés les stocks sont conservés dans des simples dépôts [3]. Pourtant, il existe des moyens plus efficaces.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Un système de stockage est dit efficace s'il peut stocker les produits agricoles pour une longue période, tout en conservant les qualités requises à la destination du produit. Le choix des méthodes de stockage des produits agricoles en général et autres produits en grain est varié et dépend de plusieurs paramètres. Toutefois, les plus populaires à travers le monde sont les silos en acier, les silos en béton, les dépôts de stockage et les silos à sacs [4].

Stocker seulement n'étant pas suffisant, il faut aussi comprendre le fonctionnement de ces systèmes de stockage afin d'éclairer les choix des décideurs à différents niveaux.

Il existe plusieurs risques liés aux silos. Un des moyens pour les combattre est de comprendre le comportement des matériaux qui les construisent. La plupart des travaux antérieurs traitent du comportement de silos en acier et des normes et méthodes des dimensionnements des silos en béton armé et précontraints. Ces travaux ont inspiré cette recherche et nous ont poussés à vouloir comprendre le comportement du béton armé lorsqu'il est employé comme matériau de construction d'un silo. C'est ce souci qui a motivé cette recherche.

Pour bien appréhender la thématique de cette étude, il est important de répondre aux questions qui suivent :

- Lequel des silos carré et cylindrique se comporte mieux sous l'effet des efforts induits par le maïs ensilé ?
- De ces deux formes en étude, laquelle se comporte mieux sous chargements dynamiques?
- Quelle résistance de béton permettrait aux structures de résister aux effets combinés du maïs ensilé, vent et du tremblement de terre ?

Cette étude est guidée par les hypothèses suivantes :

- Sous l'effets des efforts de la matière ensilée, les silos circulaires seraient plus favorables que les silos carrés ;
- Du point de vue réponse dynamique, les silos carrés répondrait mieux que les silos circulaires ;
- Un béton C16/20 pourrait être adaptées aux structure face aux différentes sollicitation (vent, maïs et tremblement de terre)

L'objectif principal de cette étude est de contribuer à l'amélioration des infrastructures agricoles de la région afin de résoudre le problème des pertes de récoltes et de

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

garantir leur préservation à l'abri des prédateurs et d'éclairer quant à l'influence de la forme géométrique d'un silo sur son comportement structural. Pour ce faire, il compare les performances de deux modèles de silos carré et cylindrique élancés supposés ériger en ville de Goma en République Démocratique du Congo et stockant les maïs.

De cet objectif général, découlent les objectifs spécifiques suivants :

- Concevoir deux modèles de silo, un en carré et un deuxième circulaire ;
- Réaliser une analyse statique de deux formes de silo pour déterminer lequel se comporte mieux face aux charges dues aux grains de maïs ;
- Faire une analyse dynamique de ces deux formes de silo et déterminer celui qui présente le meilleur comportement face aux effets du tremblement de terre ;

L'intérêt de ce travail réside dans le fait qu'il permettra aux décideurs de la région, de faire un choix éclairé quant à l'adoption du silo comme moyens de stockage et l'emploi du béton armé comme matériau de sa construction. Il permettra aussi aux ingénieurs et concepteurs d'avoir une référence sur la répartition des efforts dans un silo en béton armé, d'en choisir la forme et d'ajuster son ferrailage en conséquence. En définitif, les résultats de cette recherche seront utiles en complétant les recherches antérieures qui, comme dit précédemment, sont plus focalisées sur le dimensionnement des silos en béton et ne donnent que très peu d'informations sur la distribution des contraintes dans un silo en béton armé.

Afin d'atteindre les objectifs ci haut cités, il a été nécessaire de :

- Rassembler une documentation par une technique d'analyse documentaire. Cela nous a permis de comprendre les principes de conceptions et de dimensionnements en vigueur,
- De procéder à l'étude statique et dynamique, par une analyse modale spectrale, de deux modèles de silo par la méthode des éléments finis, à l'aide du logiciel RFEM de l'entreprise Dlubal software.

A défaut de normes locales, les normes européennes (Eurocode) qui suivent sont utilisées :

- L'Eurocode 1 partie 4 (tirage de mai 2006) pour la conception du silo et l'évaluation des efforts induits par la matière ensilée ;
- L'Eurocode 1 partie 1-4 (tirage d'avril 2010) pour la détermination des actions du vent ;
- L'Eurocode 8 partie 1 et 4 pour la détermination des actions sismiques

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Il sied de noter que ce travail ne prétend pas tout traiter sur la thématique des silos agricoles. Ainsi seule une cellule de silos est étudiée sous chargement statique due à la matière ensilée, sous l'effet du vent et sous l'effet du séisme. La problématique de la ventilation, les liaisons des cellules avec les autres éléments formant un système complet de stockage, les actions liées aux appareils de manutention des produits sur le site et les phénomènes et effets d'explosion de silos ne sont pas traités dans le cadre de ce travail.

En plus de cette introduction et la conclusion, ce travail est subdivisé en 3 chapitres :

- Le premier chapitre traite des généralités sur les silos. Ici sont présentés les critères des classifications des silos en général, la notion de l'interaction entre les parois et les grains ainsi que les risques et accidents liés aux silos.
- Le second chapitre présente les méthodes et les matériels utilisés afin de modéliser le comportement de la matière ensilée et le modèle du silo.
- Le troisième chapitre présente les différentes hypothèses de calcul, les modèles et les résultats de l'étude.

CHAPITRE I. GENERALITES SUR LES SILOS ET LE MILIEU GRANULAIRE

Avant de commencer l'étude d'une structure, il est important de se familiariser avec la terminologie de la thématique en étude. Ce chapitre présente les généralités sur les mots clés qui font objet du présent travail et d'une manière plus ou moins détaillée, il présente le milieu granulaire, les silos et les accidents liés au silo.

I.1 GENERALITES SUR LES MATERIAUX GRANULAIRES

I.1.1 Classification des matériaux granulaires

Un matériau granulaire est un matériau formé de composants solides discrets qui restent, la plupart du temps, en contact. Le milieu granulaire est constitué par [5]:

- Les poudres : une poudre est un matériau granulaire de particules de tailles inférieures à 100 µm. On distingue les poudres granulaires (10 à 100 µm) et les Poudres super fines (1 à 10 µm) ;
- Les solides granulaires : c'est l'ensemble de granulés dont la taille se situe entre 100 et 3000 µm;
- les solides brisés : en milieu granulaire, on parle de solide brisé quand la plupart des particules ont des tailles supérieures à 3 millimètres.

Le matériau granulaire se trouve dans de nombreux secteurs. On peut citer par exemple :

- La géophysique : les dunes, les avalanches de roches, le glissement de terrain ;
- Les activités minières : l'extraction et transport des minerais ;
- Le Génie civil : le confectionnement du béton, remblais, ... ;
- L'Industrie pharmaceutique : la manipulation de poudres pour la fabrication de médicament, la manipulation de médicament ;
- L'industrie agroalimentaire, etc...

En dépit de l'omniprésence des matériaux granulaires dans le quotidien, et malgré le souci d'éviter les catastrophes éventuelles qui y sont liées, il n'existe pas suffisamment des théories et équations qui permettrait de décrire l'ensemble des phénomènes qui se produisent dans ces milieux, d'une manière satisfaisante. Malgré le nombre d'études qui ont été menées dans ce but, le milieu granulaire résiste toujours à la compréhension générale des scientifiques [6].

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

La description du milieu granulaire se butte à plusieurs difficultés parmi lesquelles on peut citer [6]:

- **Son caractère fortement dissipatif** : en effet, une boule lancée dans un tas de sable ne rebondit pas. Cette dissipation d'énergie pose donc un problème à la description du milieu granulaire à l'échelle macroscopique vers l'échelle microscopique et vice versa.
- **Son existence sous plusieurs états** : Un milieu granulaire se comporte différemment suivant les sollicitations qui lui sont appliquées. Un ensemble de grains posés sur une table peut former un tas statique, malgré les contraintes de cisaillement présente dans le tas, le milieu reste sans mouvement et peut donc être assimilé à un solide.

Si on incline suffisamment la table où repose le tas, tous les tas s'écroulent comme un fluide et les grains vont interagir par collision et par frottement. Le sablier est l'exemple le plus connu de cet état du milieu granulaire.

Si maintenant on secoue énergiquement un tas de grains, le milieu devient très agité avec des particules bougeant dans tous les sens et interagissant par collision. Dans ce régime appelé collisionnel, le milieu ressemble à un gaz [6]. La Figure 1 illustre ces trois états.

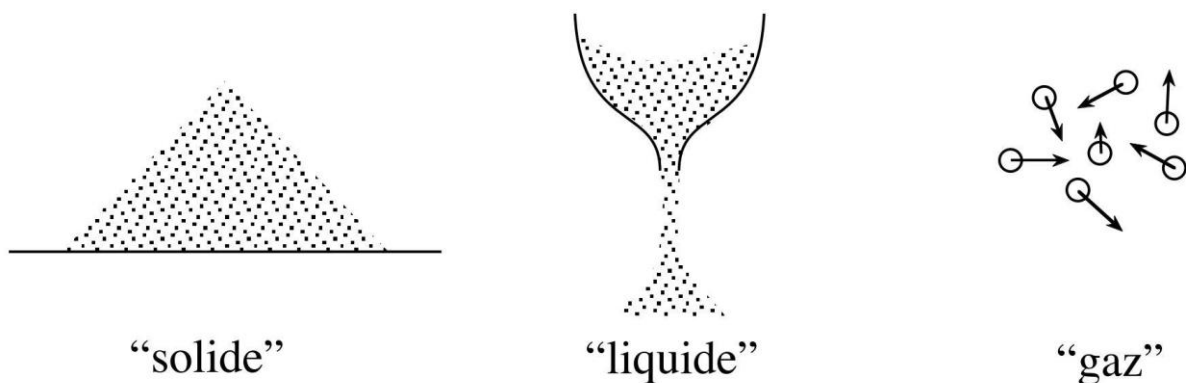


Figure 1: différents états d'un milieu granulaire [6].

I.1.2 Paramètres caractérisant le produit ensilé

Un produit ensilé est caractérisé par [7]:

- son poids volumique γ ;
- Son angle de frottement interne ϕ_c ;
- Son angle de frottement ϕ_w sur la paroi verticale du silo et ϕ_{wh} , son angle de frottement sur la trémie.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Dans les calculs, γ , ϕ_c , ϕ_w et ϕ_{wh} sont supposés constants [7]. Chaque norme de calculs dispose d'une sa bibliothèque reprenant les paramètres ci-haut et bien d'autres. Il arrive même que les paramètres d'une même matière soient légèrement différents en fonction de la norme utilisée.

I.2 GENERALITES SUR LES SILOS

L'objectif de cette section de notre travail consiste à effectuer une revue de la littérature portant sur les silos, en mettant l'accent sur leur classification et les accidents qui leur sont associés.

D'une manière générale, un silo est un réservoir de grande capacité, prévu pour le stockage commercial ou industriel de grandes quantités de produits. Les silos sont habituellement constitués d'une enveloppe verticale et d'un fond plat ou d'un fond ayant des parois inclinées appelées trémie. Ils ont la plupart du temps une section circulaire, carrée ou rectangulaire et peuvent être construits isolés ou groupés [8].

Dans le milieu agricole les silos sont destinés à entreposer, à conserver et à stocker des récoltes (de céréales dans la plupart des cas) soit pour les consommer ultérieurement, soit pour les faire germer et les semer plus tard [9].

Vu l'importance de ces ouvrages, ils doivent être dimensionnés selon les règles de l'art et doivent être étudiés pour résister aux tremblements de terre s'ils seront érigés dans un milieu sismique [10].

I.2.1 Définition de concepts et terminologie

Il existe plusieurs normes qui sont utilisées pour étudier les silos. Parmi eux on peut citer L'EUROCODE et LE BAEL. Chaque norme utilise une terminologie spécifique. Il est donc important de se convenir d'une terminologie qui sera employées tout au long de ce travail. Malgré la différence et la pluralité de termes, on entend très souvent parler de [7] :

- **La surface de remplissage** notée **Sr** : c'est la surface limitant supérieurement le volume du produit ensilé. Cette surface rencontre la paroi verticale du silo le long d'une ligne appelée **rive de remplissage**.
- **Le plan moyen de remplissage** noté **Pr** : il s'agit d'un plan horizontal délimitant le même volume de produit que la surface de remplissage Sr. En d'autres termes, c'est le plan qui délimite la matière ensilée si le cône de grain était aplani. Ce plan trouve son origine dans la profondeur Z, qui est utilisée pour calculer les charges résultant de la matière ensilée.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

La Figure 2 ci-dessous, illustre ces différents éléments.

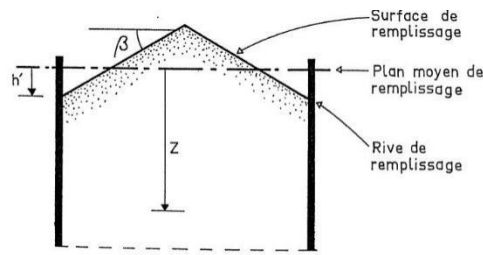


Figure 2: surface de emplissage, plan moyen de remplissage [7]

Dans l'eurocode, h' qui est la distance entre la rive de remplissage et le plan de remplissage, est noté h_o et vaut respectivement [11]:

- Pour les silos circulaires :

$$h_o = \frac{d_c}{6} \tan \phi_r \quad (I.1)$$

- pour les silos rectangulaires :

$$h_o = \frac{d_c}{4} \tan \phi_r \quad (I.3)$$

Avec :

- d_c : diamètre (pour le silo circulaire), ou le côté du silo (pour un silo carré),
- ϕ_r : angles de repos de la matière ensilée [11]. Cet angle est généralement pris égal à l'angle de frottements internes de la matière granulaire ensilée [12].
- **Le rayon hydraulique r_h**

$$r_h = \frac{A}{U} \quad (I.4)$$

Avec

A : l'aire de la section droite du silo,

U : le périmètre de la section droite du silo¹.

Pour les cas usuels, le rayon hydraulique selon l'eurocode est repris à la Figure 7.

¹ Pour les silos comportant une tour ou cheminé intérieur, A sera l'air de la section comprise entre la paroi extérieure et intérieure et U la somme de périmètre de ces deux paroi. [7]

- **Le plan de base** : comme cela est indiqué à la Figure 3, il s'agit du plan horizontal le plus profond coupant le silo suivant sa section courante. Pour les silos à fond plan horizontal, le plan de base correspond au plan constituant le fond du silo. Pour les silos à trémie naissant dans un plan horizontale, le plan de base correspond au plan de naissance de la trémie. [7]

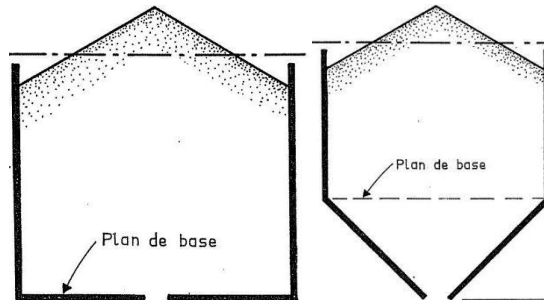


Figure 3 plan de base [7]

I.2.2 Classification des silos

La classification des silos est vaste et en permanente évolution. Parmi les critères de classification on peut citer la classification suivant :

- Le matériau qui le constitue ;
- La géométrie du silo ;
- La capacité de stockage ;
- La forme du silo ;
- L'utilisation, etc...

I.2.2.1 Classification suivant le matériau et la forme

Suivant le type de matériaux, on distingue, les silos en acier, en béton armé, en béton précontraint, en plastique, en bois, en maçonnerie, etc...

Il n'est pas difficile de s'imaginer les silos en acier ou en béton armé parce qu'il s'agit de cas les plus courants. Illustrons donc les silos en bois et en maçonnerie par les images à la Figure 4.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA



Figure 4 : silo en bois (à gauche) et silo en maçonnerie (à droite) [13], [14]

Selon la forme, on peut citer entre autres formes, les silos verticaux (silo tour) et les silos horizontaux [15].

➤ Les silos verticaux

Il s'agit des silos constitués par des cellules de stockage à développement vertical. Leur capacité de stockages varie généralement de 10 à 2.000 tonnes par cellule. Toutes fois, Il existe aussi des silos plus petits au niveau de la ferme et des silos de plus grande capacité [15]. Le problème avec types de silos ce que dans les pays verticaux, il n'est pas rare que l'on rencontre des problèmes dus à la condensation [5]. La Figure 5 illustre ce cas.

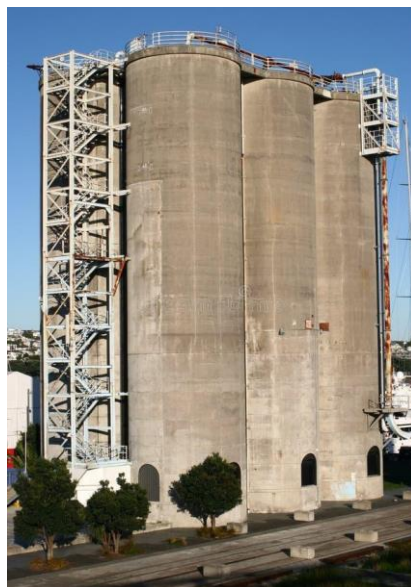


Figure 5: groupe de silo tour[45]

➤ **Les silos horizontaux**

Les silos horizontaux sont généralement de vastes magasins construits en béton armé, en brique ou en tôle métallique. Ces silos appelés magasins-vrac occupent une surface plus importante que les silos verticaux. Ils doivent toutefois, être équipés de murs suffisamment résistants pour soutenir la pression causée par le poids de la matière ensilée [5].

La Figure 6 illustre un silo horizontal.



Figure 6: silo horizontal [16]

1.2.2.2 Classification suivant la géométrie

Le premier paramètre géométrique qui intervient dans la classification géométrique des silos est **l'élancement du silo**, c'est-à-dire le rapport de la hauteur totale du silo sur sa dimension transversale. Comme indiquée aux Figure 7 la hauteur du silo est notée h_b alors que la dimension transversale est notée d_c . Suivant ce paramètre on distingue :

- Les silos élancés, pour lesquels h_b/d_c est supérieur ou égale à 2 ;
- Les silos moyennement élancés, pour lesquels h_b/d_c est compris entre 1,0 et 2,0 ;
- Les silos peu élancés h_b/d_c est compris entre 0,4 et 1,0 ;
- Les magasins de stockage : un silo dont le fond est plat et h_b/d_c est inférieur ou égal à 0,4 [17].

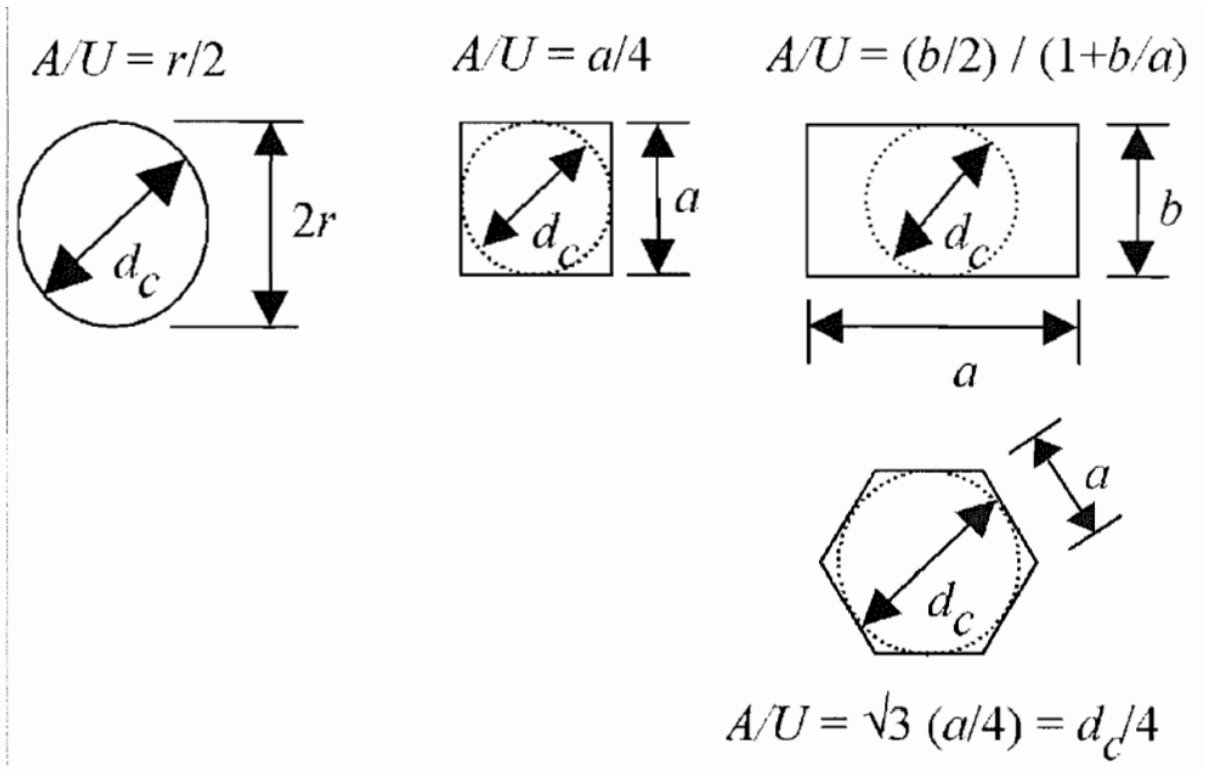


Figure 7(a): dimensions caractéristiques des silos [17]

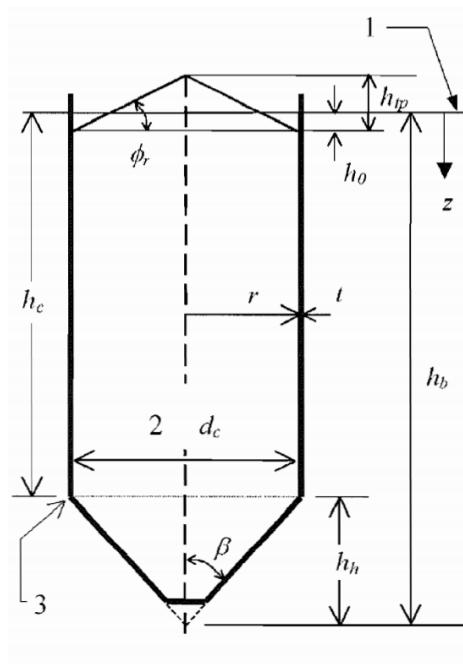


Figure 7(b): dimensions caractéristiques des silos [17]

Sur les figures ci-haut, h_{tp} vaut :

$$h_{tp} = \frac{d_c}{2} \tan \phi_r \quad (I.5)$$

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Le choix de la forme et la taille des silos dépend des exigences fonctionnelles telles que le volume à stocker, la méthode et le taux de vidange, les propriétés du matériau, l'espace disponible et les considérations économiques.

Dans le classement géométrique on peut encore parler des silos cylindriques, carrés et polygonales à fond plat ou à trémie. La Figure 8 illustre les formes typiques de silo (sur la figure il s'agit de silo à trémie mais la même définition s'applique au silo à fond plan) [8].

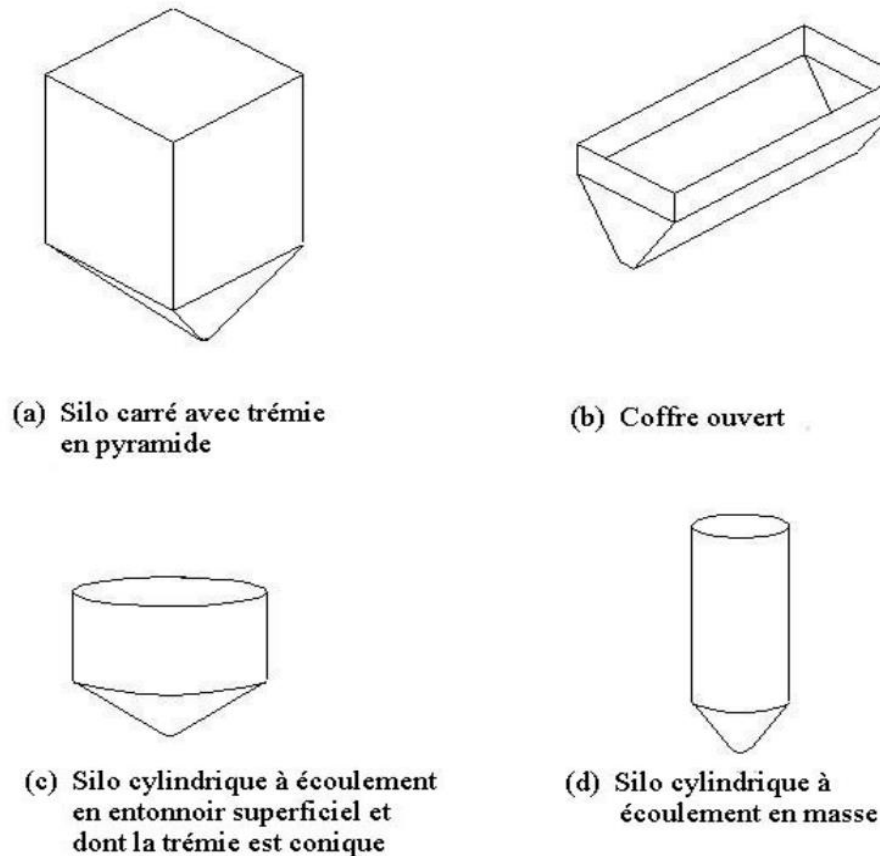


Figure 8: forme de silos [18]

Les silos cylindriques sont généralement plus économiques en termes de matériaux de construction. Cependant, il est important de noter que, pour une hauteur donnée, un silo carré permet de stocker jusqu'à 27 % de plus que son équivalent cylindrique dont le diamètre correspond aux côtés du silo carré [8].

Du point de vue forme de fond de silo, les silos à fond plat nécessitent une hauteur plus faible que les autres pour un même volume de stockage. Les silos à fond plat sont utilisés lorsque le taux de vidange est faible, lorsque le temps de stockage est long, lorsque la fréquence de vidange est faible et que le volume stocké est grand [8].

I.2.2.3 Classification suivant l'utilisation du silo

Cette catégorisation repose sur la fonction exercée par le silo, permettant ainsi de faire une distinction entre [15]:

- Les silos portuaires : il s'agit de silos implantés sur un quai maritime ou un quai fluvial permettant de recevoir au moins 3.000 tonnes de produits ;
- Les silos de report : ce sont des silos de regroupement, souvent situés le long d'une voie ferrée ; ils sont utilisés notamment pour les stockages de production temporaires avant leur transport ;
- Les silos de collecte : c'est les silos directement utilisés par les collecteurs pour stocker les produits collectés auprès des producteurs [15].
- Silo industriel : Ce silos sont en béton armé ou en métal. Ils doivent être particulièrement robustes. Ils sont destinés aux stockage des matériaux tels que le coke, le charbon, la chaux, ciment, etc.

I.3 EXÉCUTION DES TRAVAUX.

Comme c'est le cas pour tout travail de génie civil, l'exécution d'un silo nécessite de faire une reconnaissance des lieux pour faire la levée topographique et les études géotechniques nécessaires. La Figure 9 illustre un chantier de construction d'un silo [12].



Figure 9: Chantier d'exécution d'un silo [12]

I.3.1 Coffrage

Les silos en béton sont construits en coulant le béton dans des coffrages classiques en bois ou en métal, ou dans des coffrages glissants. Les coffrages doivent être établis de façon à assurer la continuité des surfaces extérieures et intérieures, ainsi que la verticalité du silo [7].

L'emploi de coffrage classique ne pose pas de problème particulier et nécessite simplement de respecter les règles technologiques d'emploi des coffrages, de telle manière que l'aspect de l'ouvrage soit convenable et qu'aucun défaut ne provoque le risque de retenir la matière ensilée à la vidange.

Le système de construction à coffrage glissant est la méthode éprouvée et de premier choix lorsqu'il s'agit de construire des tours et des réservoirs aux murs élevés en béton armé et à orientation fortement verticale. Avec le coffrage glissant le bétonnage est continu dans un seul coffrage qui s'élève avec la coulée du béton. Il s'agit là d'une mécanisation intégrale du coffrage. la Figure 10 montre les différentes parties constituant un coffrage glissant.

Le principe de fonctionnement de la mise en œuvre par coffrages glissant est le suivant [4] :

- Une plate-forme de travail est associée au coffrage en supprimant tout échafaudage ;
- Dès qu'une première coulée a été effectuée sur une épaisseur suffisante et que la prise se fait sentir sur les parois on soulève l'ensemble à raison de 0,15 m en moyenne par heure, au moyen de vérins de levage mixtes (hydraulique et manuelle) ;
- A chaque ascension élémentaire de quelques millimètres est assortie une descente d'amplitude sensiblement inférieure, ce qui équivaut à une vibration.
- Il est indispensable que la pose des armatures se fasse selon le cahier de charge et précède de façon harmonieuse la coulée du béton pour que cette dernière soit continue.

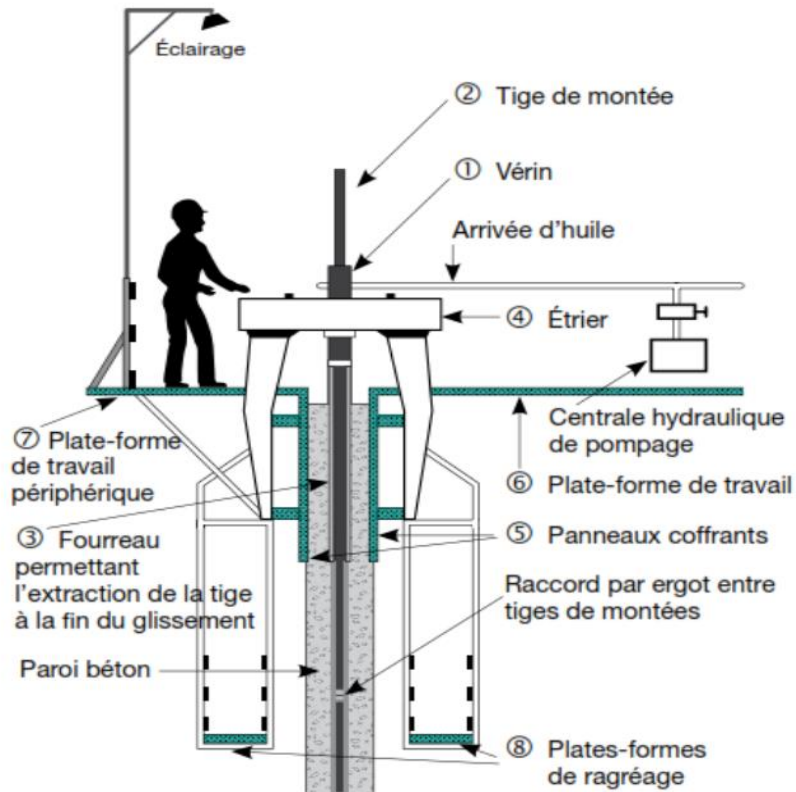


Figure 10: Nomenclature des éléments constitutif d'un coffrage glissant [4]

I.3.2 Mise en œuvre du béton

Le béton est coulé par tranches horizontales ; la hauteur de ces tranches est limitée en fonction du mode de coulage pour éviter la ségrégation du béton. Les reprises sont limitées au minimum dans les zones soumises à des moments de flexion importante [7].

Pendant l'exécution, les dispositions constructives minimales, suivantes doivent être respectées :

a, Épaisseur minimale des parois

Quel que soit le type de coffrage employé, il n'est pas recommandé de faire des parois d'épaisseur inférieure à 15cm parce que leur réalisation exige des précautions et des plus soins particuliers.

b. Armatures

Quelle que soit la forme du silo, on prévoit deux nappes d'armatures dans les parois, une près de chaque face [4].

o Enrobage

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Sauf cas spéciaux (par exemple stockage de produits abrasifs), l'enrobage minimal de toute armature est fixé à 2 cm [4].

- Pourcentage minimal

Pour l'ensemble des faces, le pourcentage total d'armatures HA dans chaque direction doit être au moins égal à 2 % [19].

- Espacement minimale « e »

L'espacement minimales (horizontale et verticale) des armatures d'une même nappe doit être égale à :

$$e = \begin{cases} K_1 * \Phi_{barre} \\ d_g + K_2 \\ 20mm \end{cases} \quad (I.6)$$

Où

$K_1=1$ et $K_2=5$, d_g étant le diamètre maximal de agrégats utilisés [19].

- Recouvrements

La proportion des barres en recouvrement dans une même section ne peut être supérieure à 1/2 [4].

I.4 EQUIPEMENT D'UN SITE DE STOCKAGE

Le stockage d'un produit ne consiste pas seulement en son l'entreposage. Ainsi un site de stockage peut avoir plusieurs autres installations spécifiques aux différentes opérations qui s'y déroulent. Ces installations supplémentaires peuvent être [4].:

- ❖ Pour les activités de stockage proprement dit :
 - Les tours de manutention ;
 - Les postes de réception et d'expédition ;
 - Les galeries de manutention ;
 - Les dispositifs de transport et de distribution.
- ❖ Les équipements auxiliaires :
 - Dispositifs d'élimination des corps étrangers ;
 - Appareils de nettoyage ;
 - Dépoussiéreurs ;

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

- Ventilation ;
- Les salles de contrôle et de commande.
- ❖ Pour les activités connexes :
 - Les séchoirs ;
 - Les ateliers.

Toutes ces installations sont importantes, particulièrement en industrie agroalimentaire où le produit ensilé doit garder la qualité requise pour sa consommation.

Dans le cas du stockage de grain pour l'alimentation, la qualité finale de produit peut-être influencer par : la température de stockage, l'humidité des grains avant stockage ainsi que la durée du stockage.

Les plages de température et de teneur en eau favorables au bon stockage de grain agricole sont indiquées sur la Figure 11. Afin de maintenir une qualité optimale des grains avant et après leur stockage, il est impératif de mettre en place un système de ventilation efficace. Il est également essentiel de surveiller de près les températures pour prévenir la création de conditions propices à la prolifération de parasites nuisibles pour les grains.

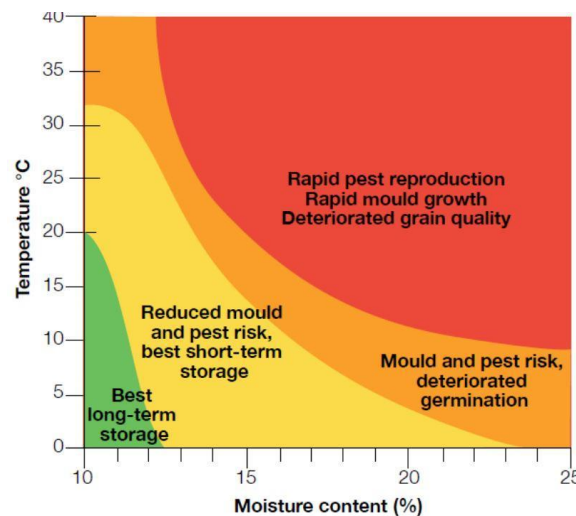


Figure 11 : conditions idéales de stockage des grains [2]

I.5 GENERALITES SUR LES CONTRAINTES DANS UN SILO

Les études de répartition des contraintes sur le fond et les parois du silo sont ce qui intéressent le plus les ingénieurs Structure. Ces études se font à l'état de **remplissage** et de **vidange**.

Le vidange et le remplissage d'un silo, crée simultanément des forces de pressions horizontales et verticales sur ses parois. Les forces verticales sont dues au frottement entre la

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

paroi et le matériau stocké, tandis que les forces horizontales sont amenées par la poussée latérale du contenu [4].

La Figure 12 montre la relation entre la croissance de pression verticale et horizontale dans un silo en fonction de la variation de la hauteur des grains ensilés.

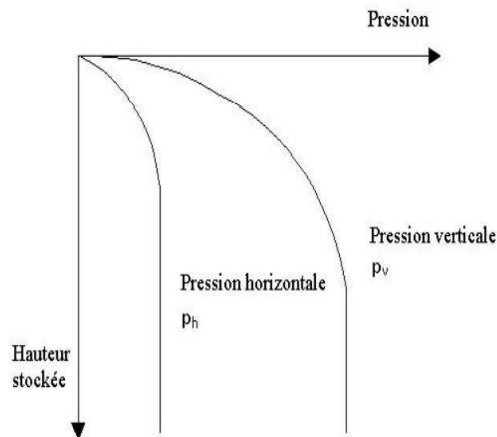


Figure 12: variation des pressions dans un silo [18].

La variation de la pression horizontale est négligeable par rapport à la variation de la pression verticale sur la paroi, au-delà d'une certaine hauteur et comme l'indique la Figure 12, les efforts dus à la matière ensilée, n'augmentent pas indéfiniment avec la hauteur du volume stocké [18].

Les pressions horizontales sollicitent la paroi du silo par traction circonférentielle tandis que les pressions verticales sollicitent la paroi du silo en compression. Parce que le béton reprend avec aisance les contraintes de compression et l'acier, les contraintes de traction ; l'acier est donc recommandé pour les silos de petite hauteur mais déconseillé pour ceux de grande hauteur ou le béton est plus adapté [8].

I.5.1 Influence du mode de construction d'un tas ou du remplissage du silo sur les contraintes

Dans le milieu granulaire, la construction d'un tas de grain ou le remplissage d'un silo peut se faire soit en pluie soit à partir d'un point fixe. Pendant les opérations de remplissage et de vidange, le milieu granulaire ressemble à un fluide ; mais, contrairement au fluide où la pression sur le fond est uniformément distribuée en fonction de la profondeur ; dans le milieu granulaire, la distribution de contrainte sur le fond du tas dépend aussi du mode de construction [6]. Comme l'indique la Figure 13, si le tas est construit à partir d'un point fixe, un trou de

contrainte se crée dans la distribution des contraintes alors qu'il disparaît si le tas est construit en pluie.

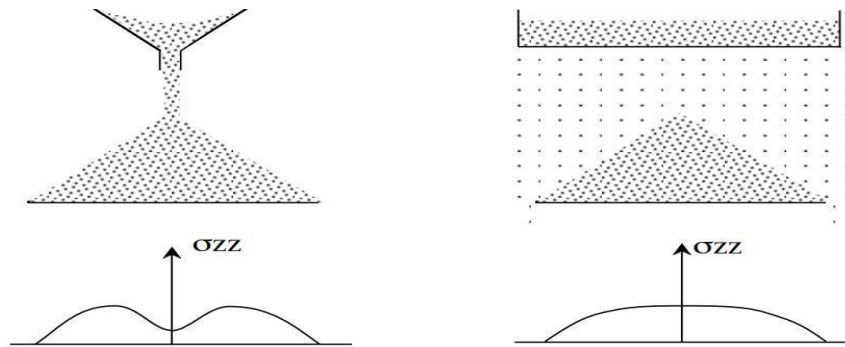


Figure 13: influence du mode de construction d'un tas de grain sur la distribution des contraintes [6]

Si le silo a été rempli à partir d'un point fixe ; dès l'amorce de la vidange il se produit une rupture d'équilibre, toute la masse ensilée qui s'affaisse en produisant comme un coup de bélier et la pression sur le fond augmente légèrement puis diminue brusquement. On observe en suite de brusques variations de pressions en augmentation ou en diminution.

Si le remplissage a été fait en en pluie ; dès l'amorce de la vidange, la pression sur le fond diminue très rapidement sans qu'il y ait de coup de bélier [5].

I.5.2 Type d'écoulement.

On distingue trois types d'écoulement [20].

➤ L'écoulement en masse :

Cet écoulement apparaît généralement dans les silos munis de trémies assez lisses et suffisamment inclinées. L'écoulement en masse, tel qu'illustré sur la Figure 14, est un écoulement au sein duquel, dès le début de la vidange, toute la matière descend régulièrement en un mouvement d'ensemble. En écoulement en masse, la vitesse régulière est relativement faible.

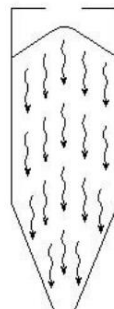


Figure 14: Ecoulement en masse [20].

- L'écoulement en cheminée : Ce type d'écoulement apparaît essentiellement dans les silos à fond plat ou avec trémies à faibles pentes. Dans ce type d'écoulement, il y a formation d'une cheminée dès le début de l'écoulement. La cheminée ainsi formée, est souvent de forme conique avec un diamètre inférieur ou approximativement égal à la dimension de l'orifice de vidange. Avec le tassement, la matière augmente de consistance et reste immobile près des parois jusqu'à ce que la zone active dans la cheminée soit complètement évacuée. Un cas d'écoulement en cheminée est illustré sur la Figure 15.

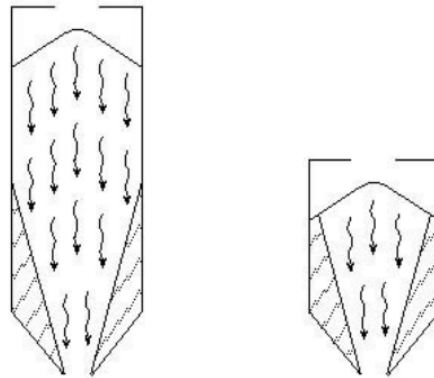


Figure 15: Ecoulement en cheminée [20].

- Les deux combinées ou en semi-masse. Cet écoulement est intermédiaire entre l'écoulement en masse et l'écoulement en cheminée. Quand il y a ce mode d'écoulement, la partie basse fonctionne en écoulement en cheminée tandis que la partie haute fonctionne en écoulement en masse. De ces types d'écoulement on peut citer l'écoulement illustré sur la Figure 16, dans lequel le conduit d'écoulement formé remonte jusqu'à la surface du matériau stocké sans toucher les murs verticaux du silo.

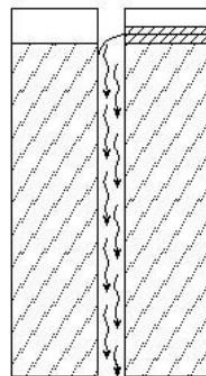


Figure 16: Ecoulement en semi-masse [20].

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Le graphique repris sur la Figure 17 tirée de l'eurocode 1 partie 4, donne une méthode graphique pour déterminer le type d'écoulement dans les silos à trémies coniques ou en forme de coin. De cette figure, on remarque que pour les silos à fond plat et ceux à trémies de pente inférieure à 30°, l'écoulement est automatiquement en cheminé.

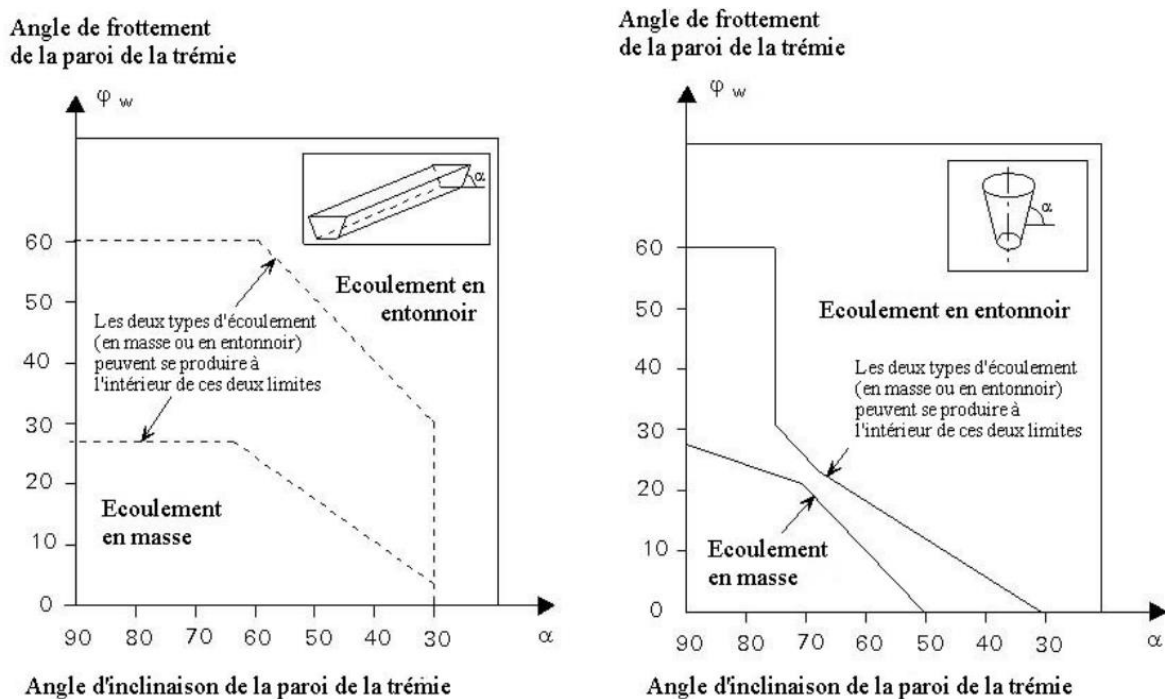


Figure 17: type d'écoulement en fonction de l'angle d'inclinaison de la trémie [17]

I.5.3 Influence de la rugosité des parois sur l'écoulement de matières.

Les grains étant assimilés à un fluide, leur écoulement dans un silo se caractérise par une vitesse donnée. A travers leur expérience, A KHELIL et J C ROTH ont démontré que la rugosité des parois influence la vitesse d'écoulement. Ils ont trouvé que [18]:

- Plus les parois du silo sont rugueuses, plus faibles sont les vitesses d'écoulement. Ce phénomène était beaucoup plus observable, au voisinage immédiat des parois verticales du modèle ;
- Qu'au fur et à mesure que l'inclinaison de la trémie augmente, la vitesse d'écoulement augmente et cela peu importe la rugosité des parois ;
- L'influence de la rugosité sur la répartition des contraintes dans le volume stocké augmente très vite lorsqu'on se rapproche de la paroi et quand celle-ci est rugueuse.

Mis à part la rugosité, il a été noté que la géométrie du silo exerce également une influence sur la vitesse d'écoulement. Pour une surface de section horizontale et un volume équivalents, les silos cylindriques verticaux se vident légèrement plus rapidement que les silos

carrés. Cette observation s'explique probablement par le fait que, pour une surface de section horizontale équivalente, un cercle présente une circonférence plus courte que le périmètre d'un carré [5].

I.6 TYPE DE VIDANGE ET LEUR INFLUENCE SUR LA DISTRIBUTION DE CONTRAINTES

Généralement les types de vidange sont classés en quatre groupes qui sont : la vidange normale, la vidange géométriquement anormale, la vidange mécaniquement anormale, et la vidange structurellement anormale [12] [7].

I.6.1 Vidange Normale

La vidange d'un silo est dite normale lorsque les trois conditions suivantes sont réunies simultanément [7]:

- L'écoulement se fait exclusivement par gravité ;
- Il n'existe aucune structure de facilitation de vidange à l'intérieur du silo ;
- L'orifice ou les orifices de vidange sont situés sur le fond et entièrement contenus à l'intérieur d'un contour centré déduit du contour de la section du silo par une homothétie de rapport 0,4.

I.6.2 Vidange géométriquement anormale

Il y a une vidange géométriquement anormale lorsque la dernière condition de la vidange normale ne se réalise pas.

Pour définir l'excentricité des orifices, on considère la section d'un silo au niveau du plan de base tel que représenté sur la Figure 18, on désigne par [7] :

(c) le contour de cette section,

(o) le centre de celle-ci,

(v) la projection sur le plan de base de l'ensemble des contours des orifices de vidanges du silo considéré.

On appelle ξ l'homothétie (de centre O) qui fait correspondre au contour (c) le plus petit contour homothétique (c') qui contient l'ensemble des contours (v). $\xi.r$ est la coordonnée relative du point de vidange le plus excentré. On dit qu'il y a vidange géométriquement anormale si ce rapport ξ est supérieur à 0,4.

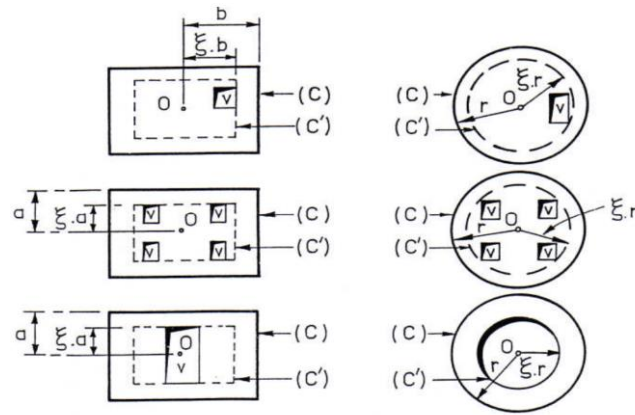


Figure 18: excentricité des orifices de vidange [7].

I.6.3 Vidange mécaniquement anormale

On désigne par vidange mécaniquement anormale une vidange qui, s'effectuant soit par le fond, soit par une paroi latérale à proximité immédiate du fond, est facilitée par l'insufflation d'air sous pression. On suppose en outre qu'il n'y a pas de structure interne, autre que les tubes d'insufflation d'air.

I.6.4 Vidange structurellement anormale

On désigne ainsi tout type de vidange qui fait intervenir une structure interne du silo ou des procédés de vidange et de remplissage programmés [12]. Par exemples :

- les procédés à vidange par cheminée pourvue d'ouverture à tous les niveaux.
- les procédés à vidanges par ouvertures nombreuses et à faible débit, situées sur un fond plat, l'évacuation des matériaux se faisant sans mise en mouvement de la masse et création de dénivellations importantes à sa surface supérieure.
- les procédés avec des éléments de la structure tel que poutres, plaques, cône en saillie vers l'intérieur par rapport à la surface interne du silo .

L'Eurocode 1, partie 4, reconnaît que les charges exercées sur le silo par la matière granulaire dépendent des divers processus de remplissage et de vidange, mais il demeure silencieux quant à l'impact des différents types de vidange sur les contraintes induites dans le silo. En revanche, les normes BAEL et BPEL prennent en considération ces paramètres de manière plus explicite que l'Eurocode. L'ouvrage repris en référence [7] qui se réfère aux normes BAEL et BPEL, associe une méthode spécifique de calculs de efforts à chaque type d'ouverture.

I.7 ACCIDENTS LIÉS AUX SILOS

Pour les silos les accidents sont divers et multiples. Les accidents majeurs sont l'incendie et l'explosion. Ce paragraphe passe en revue leurs causes et moyens de prévention.

I.7.1 Incendie

L'incendie intervient lorsqu'il y a combustion de la matière ensilée par une source d'inflammation d'énergie suffisante ou suite à un auto-échauffement non maîtrisé. Il survient soit dans les cellules de stockage soit dans les tours de manutention suite à des défauts de matériel.

L'adoption d'un système de ventilation adapté à la matière ensilée et la surveillance de l'apparition de points chauds dans la matière stockée par de capteur de température, permet de prévenir et de réduire les risques d'incendies sur un site de stockage [2] [15].

I.7.2 Explosion

Certaines matières granulaires produisent lors de leur manipulation et pendant leurs stockages, des poussières inflammables. L'inflammation du nuage de poussières formées provoque l'explosion. Pour que l'inflammation initiale des poussières ait lieu, trois conditions doivent être réunies simultanément.

Les trois conditions sont [15]:

- Présence d'un combustible sous forme de poussières ;
- Présence d'un comburant constitué par l'oxygène de l'air ;
- Présence d'une source d'inflammation.

Supprimer une de ces conditions revient à amoindrir le risque d'explosion.

Il existe deux types d'explosion [21]:

- 1. L'explosion primaire** : une explosion dans un volume donné sera dit primaire, lorsqu'il commence directement dans ce volume. C'est-à-dire que les trois conditions ci-dessus citées, se sont réunies dans le même volume.
- 2. L'explosion secondaire** : il s'agit d'une explosion dans un volume faisant suite à une propagation. Lorsque l'explosion primaire qui se propage rencontre un nuage ou un dépôt de poussières et l'enflamme, cela crée une nouvelle explosion appelée explosion secondaire.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Sur un site de stockages, certaines zones sont particulièrement sujettes au risque d'explosion primaire ; il s'agit essentiellement des élévateurs, des filtres et des séchoirs. Le risque majeur est la propagation d'une explosion dans une cellule [15].

La Figure 19 montre un groupe de silos détruit par une explosion. Les effets d'une explosion sur la structure pouvant être très graves, il est donc judicieux d'éviter les explosions sur un site de stockage et dans une cellule.



Figure 19: groupe de silo détruit par une explosion [22]

Pour y parvenir, il est important de :

- Éviter que les conditions nécessaires à une explosion soient remplies, grâce à une réduction de la quantité de poussières présente (nettoyage régulier du site et des installations),
- Veiller à une réduction de l'explosivité de l'atmosphère par aspiration des poussières. L'aspirateur des poussières doit être placé à l'intérieur des cellules, des élévateurs, ou de tout autre équipement concerné [2].
- Surveiller l'apparition de points chauds dans la matière stockée par de capteur de température ;
- Limiter le risque de propagation d'une explosion, par des actions visant à "découpler" le lieu d'origine de l'explosion par la mise en place de séparations physiques entre des zones du site de stockages (séparation tour de manutention et les cellules, cellules entre eux, mise à l'extérieur des élévateurs, etc.) ;
- Éviter la ruine complète de la structure lors d'une explosion par la mise en place d'évents et des surfaces soufflables [15] [21].
- Étudier la structure de telle manière qu'elle puisse résister à l'explosion.

I.8 CONCLUSION PARTIELLE.

Ce chapitre présente tous les concepts et terminologies utiles à l'avancement de ce travail. Il a passé en revue les notions sur le milieu granulaire, la classification des silos, les contraintes dans un silo dues à la matière granulaire ensilée, ainsi que les accidents liés au silo et quelques moyens de leur prévention.

Le chapitre suivant va s'atteler à la tâche de présenter le milieu géographique et d'effectuer une modélisation mathématique de toutes les charges qui seront appliquées aux différents modèles.

CHAPITRE II : MATERIELS ET METHODES DE L'ÉTUDE

Dans ce chapitre sont présentés : les généralités sur le milieu d'étude, les valeurs de pré-dimensionnement structurel et géométrique, et les différentes expressions mathématiques qui serviront à modéliser les efforts à appliquer sur les modèles de silos. Il présente aussi les méthodes et les matériels d'analyses.

II.1. PRÉSENTATION DU MILIEU D'ÉTUDE

II.1.1. Localisation géographique

Le présent travail porte sur l'étude des silos dans la ville de Goma. La ville de Goma est située à l'Est de la République Démocratique du Congo, à environ 1 500 mètres d'altitude dans la vallée du Rift. La ville de Goma est le Chef-lieu de la Province du Nord-Kivu et s'étend sur une superficie de 66,45 km². Elle se situe au bord du lac Kivu, à 29°14' de longitude Est et à 1°45' de latitude Sud. La Figure 20 présente la localisation de la ville de Goma dans la province du Nord Kivu [23].



Figure 20: Localisation géographique de la ville de Goma [23]

➤ Délimitations.

La ville de Goma est délimitée par :

- Au Nord par le territoire de Nyiragongo ;
- Au sud par le Lac Kivu ;
- A l'est par la République du Rwanda ;
- A l'ouest par le territoire de Masisi ;

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

II.1.2. Données scientifiques

1. Relief et sol

Dans son ensemble, le relief de la ville de Goma est une plaine légèrement inclinée du nord vers le sud-est. Le mont Goma qui culmine à 1500m d'altitude au bord du lac Kivu reste le seul élément remarquable qui vient rompre la monotonie de cette surface presque plane. La ville de Goma est à quasi-totalité recouverte par des laves d'origine volcanique [24].

2. Chargement dynamique sollicitant les structures de la ville de Goma

Le vent et les actions sismiques sont les charges dynamiques les plus courantes sollicitant les structures de la ville de Goma [25].

Les valeurs des vitesses normales et extrêmes du vent d'une région sont données par la météo et ainsi on peut calculer aisément les pressions dynamiques de la région. Néanmoins, nous allons utiliser dans le cadre de cette étude, les données proposées par le Professeur émérite MUTONDO Wa MUTONDO Ruffin [25]. Il a proposé une classification des pressions dynamiques normales et extrêmes du vent selon les anciennes provinces de la RDC. Cette classification est présentée dans le Tableau 1.

Tableau 1: Classification de la pression dynamique du vent en RDC [25].

Région de la RDC	Pressions dynamiques normales de base (en daN/m ²)	Pressions dynamiques extrêmes de base (en daN/m ²)
I. Kinshasa, Bas-Congo, Bandundu	50	87,5
II. Kasai oriental, Kasai occidental, Equateur	70	122,5
III. Nord Kivu, Sud Kivu, Maniema, Province orientale, Katanga	90	157,5

Pour les calculs des effets du séisme, les formules données dans l'eurocode 8 partie 4 (tirage de 2006 en Anglais) seront utilisées avec les valeurs expérimentales fournis par Damien Delvaux, Jean-Luc Mulumba, s.M.N. Sebagenzi et Silvanos Fiama Bondo dans leur article portant sur « **Seismic hazard assessment of the Kivu rift segment based on a new seismotectonic zonation model (western branch, East African Rift system)** ».

II.2 PREDIMENSIONNEMENT GEOMETRIQUE ET STRUCTURALE.

II.2.1 Conception géométrique.

- Dimensions du modèle cylindrique.

La hauteur de remplissage du silo notée h_c vaut :

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

$$h_c = \frac{\text{Vol}}{\pi r^2} \quad (\text{II. 1})$$

Avec ,

- vol : volume à stocker ;
- r : rayon intérieur du cylindre .

Du rive de remplissage jusqu'au sommet de la surface de remplissage, il y a une hauteur notée h_{tp} [11].

$$h_{tp} = r \tan \phi_r \quad (\text{II. 2})$$

Avec $\phi_r = 35^\circ$ pour le maïs.

La hauteur intérieure totale est supérieure ou égales à :

$$H = h_c - h_0 + h_{tp} \quad (\text{II. 3})$$

Avec h_0 tel que définie au chapitre I.2.1.

➤ *Dimensions du modèle carré*

Afin d'être logique dans le raisonnement, on va fixer la même hauteur de remplissage que celui du modèle cylindrique. Pour cette hauteur, le volume stocké par le silo carré est de :

$$\text{Vol} = A * h_c \quad (\text{II. 4})$$

Le raisonnement sur la hauteur totale reste le même que pour le modèle cylindrique.

II.2.2 Pré-dimensionnement structurale

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Dans ce travail, les dimensions sont définies selon la règle BAEL91 modifiée 99. Les résultats obtenus à cette étape ne sont pas définitifs et doivent être optimisés lors de l'étape de dimensionnement [26].

Étant donné l'objectif de ce travail, un accent particulier est mis sur les pré dimensionnement des poutres, des poteaux et des proies verticales. Les formules suivantes seront utilisées [26] :

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

II.2.2.1 Pré-dimensionnements des dalles, poutres et poteaux

➤ Pré-dimensionnement des dalles

Les dalles sont pleines et reposées sur quatre appuis. Leur épaisseur « e_p » sera déterminé par :

$$\frac{L_x}{50} < e_p < \frac{L_x}{40} \quad (II.5)$$

Avec L_x : la petite dimension de la surface du panneau de dalle.

L'épaisseur choisie doit aussi satisfaire aux conditions suivantes :

$e_p = 7\text{cm}$ pour 1 heure de coupe-feu ;

$e_p = 11\text{ cm}$ pour 2 heures de coupes feu ;

$e_p = 17,5\text{cm}$ pour 4 heures de coupe-feu.

On prend généralement $e_p = 15\text{cm}$.

➤ Pré-dimensionnement des poutres

La hauteur totale h_t et la largeur des poutres sont calculer par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (II.6)$$

Et

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad (II.7)$$

Où L_{max} équivaut à la distance entre nue d'appuis.

En outre, selon les règles parasismiques algériennes, les dimensions choisies doivent satisfaire au condition suivantes [27] :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h_t \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h_t}{b} \leq 4\text{cm}$

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

➤ *Pré-dimensionnement des poteaux*

Conformément aux règles parasismiques algériennes, un poteau de section $b \times h$ doit au minimum remplir les critères qui suivent [27]:

- $Min (b, h) \geq 25cm$ en zone I et IIa;
- $Min (b, h) \geq 30cm$ en zone IIb et III;
- $Min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$;
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Où h_e est la hauteur du poteau, la zone de Goma pouvant être classée en zone de sismicité IIb conformément à la classification des mêmes règles.

II.2.1.2 Pré-dimensionnement des parois verticales.

Pour les parois verticales d'un silo, il est recommandé de ne pas aller en descendant de 15cm d'épaisseur afin de faciliter la mise en œuvre, peu importe le type de coffrage employé [7].

II.3 MATERIAUX UTILISÉS

Dans ce travail, nous utilisons le béton armé. Le béton armé, c'est l'association des armatures avec du béton. Cette association rend le béton armé plus efficace que le béton seul, car le béton excelle dans la résistance à la compression tandis que l'acier résiste à la traction et éventuellement à la compression.

Le béton est souvent défini par la valeur de sa résistance caractéristique en compression notée f_{c28} ou C, alors que les armatures sont définies par leur limite d'élasticité notée f_y . En génie civil, on rencontre plusieurs types d'armatures : les armatures à haute adhérence et les treillis soudés [28]. Le tableau suivant donne la classification des armatures selon l'eurocode 2.

Tableau 2: Propriétés de barres et fils redressés selon eurocode 2-1-1 [19]

Classes	A	B	C
Limite caractéristique d'élasticité f_{yk} (MPa)	400 a 600		
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, ϵ_{uk} (%)	$\geq 2,5$	≥ 5	$\geq 7,0$

II.4 EVALUATION ET DESCENTE DES CHARGE

On appelle action les charges appliquées sur une structure ou sur un élément de structure. On distingue les charges permanentes, les charges variables ou d'exploitations et les charges accidentelles [25].

1. Charges permanentes

Les charges permanentes, sont des charges continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Elles sont symbolisées par la lettre G. Les poids propres des éléments sont les exemples les plus courant des charges permanente. Le poids propre peut être exprimer en unité de force ou en unité de longueur. Elle se calcule généralement en multipliant le volume de l'élément par sa masse volumique. Dans cette étude, un béton de 25KN/m³ de masse volumique est utilisé.

2. Charges variables

Les charges variables sont des actions dont l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement en fonction des conditions d'exploitation de la construction. Elles sont symbolisées par la lettre Q. Les charges d'exploitations dépendent donc de la destination de l'ouvrage.

Pour le cas des silos, ce la pression de la matière ensilée qui représente la charge d'exploitation. Elle est calculée conformement aux équation fournis par la norme employée.

3. Charges accidentelles

Les charges accidentelles, sont des charges provenant des phénomènes se produisant rarement avec une faible durée d'application. Les charges dynamiques s'inscrivent dans les charges accidentelles. Dans cette étude, le vent et le séisme sont les seules charges accidentelles considérés.

Les sections qui suivent montre la méthode utilisée dans ce travail afin de déterminer les valeurs de ces charges et comment elles s'appliquent sur les structure.

II.4.1 Modélisation mathématique des efforts dus aux chargement et à la vidange d'un silo

Au chapitre 1, il a été mentionné que les grains ensilés peuvent adopter des comportements solides, liquides ou gazeux. En ce qui concerne la modélisation des interactions entre la matière granulaire et les parois du silo, il convient de noter que l'Eurocode 1, partie 4,

se limite à prendre en compte uniquement les phases de remplissage et de vidange. Les actions de la matière granulaire sur les parois sont tel que la Figure 21 l'indique.

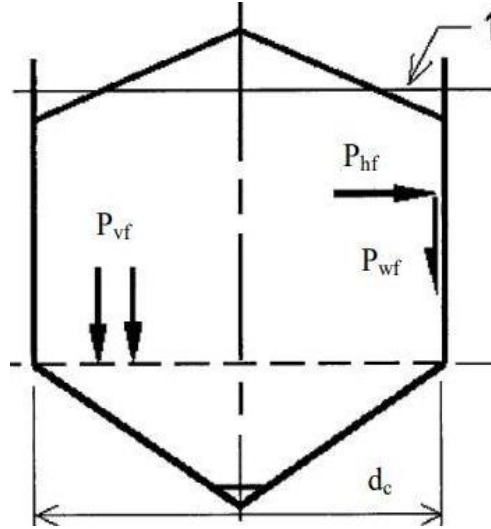


Figure 21: efforts sur les parois du silo

Où P_{wf} , P_{hf} et P_{vf} sont respectivement l'effort de frottement sur la paroi, la poussée de la matière granulaire et la pression verticale à une profondeur donnée du silo.

II.4 .1.1 Modélisation des efforts dus au chargement.

a. Parois verticales,

À l'instant t du remplissage, les valeurs de l'effort de frottement sur la paroi P_{wf} à toute profondeur Z vaut :

$$P_{wf}(z) = \mu P_{ho} Y_j(z) \quad (II. 8)$$

Quant à la pression horizontale P_{hf} à toute profondeur Z , elle vaut :

$$P_{hf}(z) = P_{ho} Y_j(z) \quad (II. 9)$$

Et la pression verticale P_{vf} à toute profondeur Z , vaut :

$$P_{vf}(z) = \frac{P_{ho}}{K} Y_j(z) \quad (II. 10)$$

Avec P_{ho} et $Y_j(z)$ égales à :

$$P_{ho} = \gamma K Z_0 \quad (II. 11)$$

$$Y_j(z) = 1 - e^{-z/z_0} \quad (II. 12)$$

Et

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

$$Z_0 = \frac{1}{K\mu} \frac{A}{U} \quad (II.13)$$

Dans les expressions données ci-haut, la signification de différents paramètres est :

- γ = poids volumique de la matière ensilée;
- μ = coefficient de frottement sur la paroi ;
- K = rapport de pression horizontale/pression verticale ;
- z = profondeur considérée partant de la surface de référence ;
- U = périmètre intérieur du silo ;
- A = section transversale du silo ;
- Y_j = fonction de Janssen.

En plus des efforts dont les expressions sont repris par les équations II.8 à II.11, on considère aussi une pression localisée P_{pf} pour prendre en compte les effets des excentricités au chargement et à la vidange.

Pour un silo circulaire en béton, cette pression est prise égale à :

$$P_{pf} = C_{pf} P_{hf} \quad (II.14)$$

Où,

$$C_{pf} = 0,21 C_{OP} [1 + 2E^2] \left(1 - e^{\{-1,5[(h_c/d_c)-1]\}} \right) \quad (II.15)$$

C_{pf} est pris égal à 0 si l'expression II.15 donne une valeur négative.

Dans la formule II.15,

$$E = 2 \frac{e_f}{d_c} \quad (II.16)$$

Où e_f est l'excentricité maximale du cône de la matière ensilée au remplissage et C_{OP} le coefficient de pression localisé de la matière ensilée.

La pression localisé est supposée appliquer de l'intérieur vers l'extérieur comme indiqué à la Figure 22 et sur deux surface opposée de côté d'une hauteur S qui vaut :

$$S = 0,2dc \quad (II.17)$$

Le reste de la circonférence est soumise à une pression de sens inverse P_{pfi}

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

$$P_{pfi} = \frac{P_{pfi}}{7} \quad (II.18)$$

Afin de rester dans le cas des petites excentricités, les excentricités e_f et e_o doivent être maintenues inférieures à $0,25d_c$. Si à la conception, les excentricités vont au-delà de cette valeur, les pressions localisées deviennent très importantes et l'étude du silo nécessite de recourir à des formules supplémentaires [29].

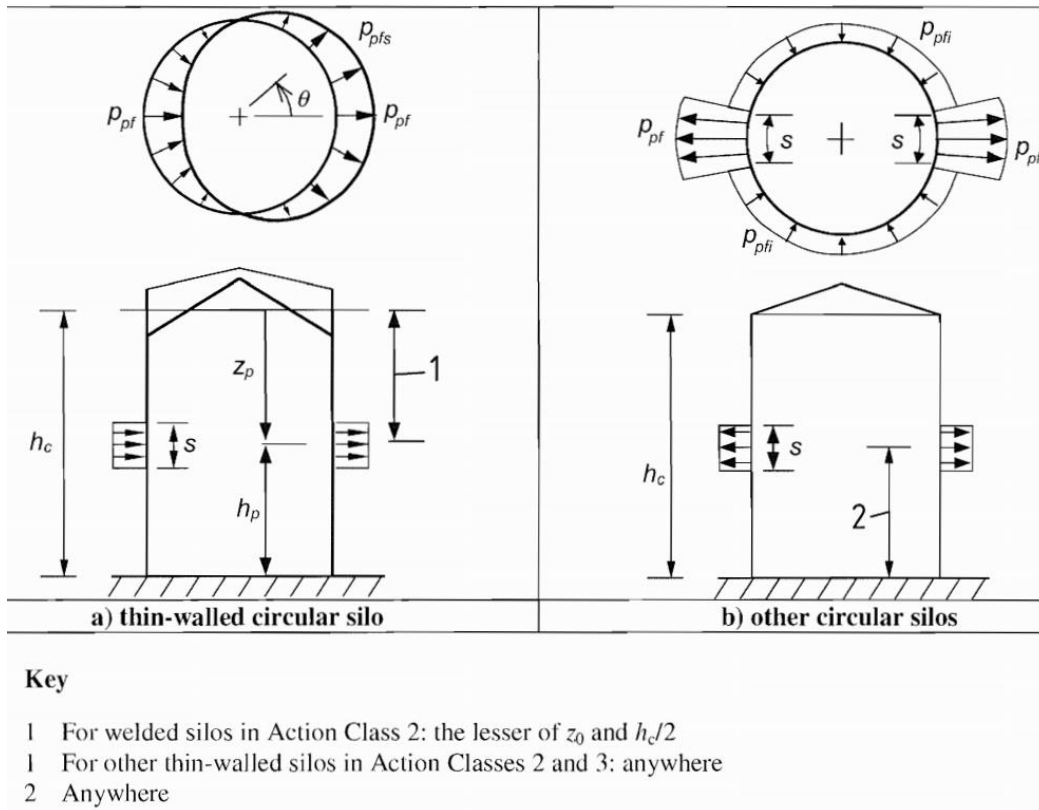


Figure 22: Application de la pression due aux excentricité (silo circulaire)

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

Pour un silo carré, la pression localisé est égale à :

$$P_{Pf,nc} = 0,36P_{pf} \quad (II.19)$$

Comme indiquée à la Figure 23, cette pression s'applique à une hauteur de choix, sur une surface de hauteur S le long du périmètre du silo.

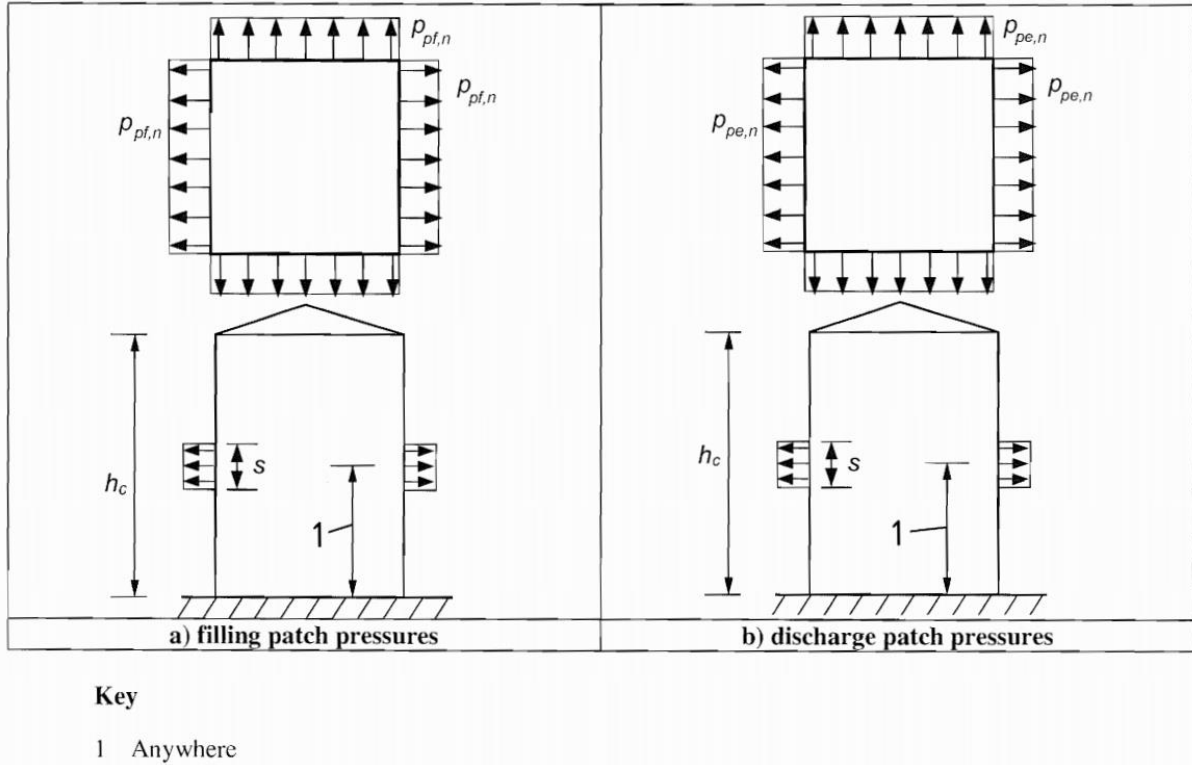


Figure 23: Application de la pression due à l'excentricité (silo carré)

b. Fond du silo

Dans ce travail, nous étudions un silo à fond plat. Le fond d'un silo est dit plat lorsqu'il est parfaitement horizontal ou inclinée d'un angle ne dépassant pas 20° [29].

La charge verticale qui agit sur le fond d'un silo plat sont calculées par :

$$P_v = C_b P_{vf} \quad (II.20)$$

Avec C_b égale à 1,2 pour les silos de classe 2 et 3. Les classes de silo sont définies dans le Tableau 3.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Tableau 3: Classe d'importance de silo

Action Assessment Class	Description
Action Assessment Class 3	Silos with capacity in excess of 10 000 tonnes Silos with capacity in excess of 1000 tonnes in which any of the following design situations occur: a) eccentric discharge with $e/d_c > 0,25$ (see figure 1.1b) b) squat silos with top surface eccentricity with $e/d_c > 0,25$
Action Assessment Class 2	All silos covered by this standard and not placed in another class
Action Assessment Class 1	Silos with capacity below 100 tonnes

II.4 .1.2 Modélisation des efforts du a la vidange.

a. Parois verticales

Les actions à la vidange sont composées d'une partie fixe et d'une partie libre, appelée action localisée. Les pressions fixes, P_{we} et P_{he} , sont obtenues par :

$$P_{we} = C_w P_{wf} \quad (II. 21)$$

Et

$$P_{he} = C_h P_{hf} \quad (II. 22)$$

Où C_w et C_h sont des coefficients d'amplification de la contrainte de frottement et de la pression horizontale sur la paroi. Elles valent respectivement :

- Pour les silos déchargés par le haut (sans écoulement) : $C_w = C_h = 1,0$
- pour les autres silos élancés (de classe 2 et 3) : $C_w = 1,1$ et $C_h = 1,15$.

A la vidange, **pour le silo circulaire**, l'expression de la pression localisée due à l'excentricité, P_{pe} , est :

$$P_{pe} = C_{pe} P_{he} \quad (II. 23)$$

Si $h_b/d_c > 1,2$, la valeur de C_{pe} est :

$$C_{pe} = 0,42 C_{OP} [1 + 2E^2] \left(1 - e^{\{-1,5[(h_c/d_c)-1]\}} \right) \quad (II. 24)$$

Si $h_b/d_c \leq 1,2$, C_{pe} est :

$$C_{pe} = 0,272C_{OP} \left[\left(\frac{h_c}{d_c} \right) - 1 + E \right] \quad (II.25)$$

Avec,

$$E = 2 \frac{e}{d_c} \quad (II.26)$$

Où $e = \max(e_f, e_0)$, avec e_f , e_0 et C_{OP} respectivement l'excentricité maximale du sommet de la surface de remplissage, l'excentricité de l'orifice de vidange et le coefficient de pression localisée de la matière ensilée.

La pression localisée s'applique de l'intérieur vers l'extérieur comme indique la Figure 25 et sur deux surface opposées de côte $S = 0,2 d_c$, le reste de la circonférence est soumis à une pression de sens inverse notée P_{pei} .

$$P_{pei} = \frac{P_{pe}}{7} \quad (II.27)$$

Pour un **silos carré en béton**, la pression localisée se note $P_{Pf,nc}$.

$$P_{Pf,nc} = 0,36P_{Pf} \quad (II.28)$$

Comme indiqué sur la Figure 26 la pression localisée s'applique à une hauteur de choix, sur une surface de hauteur S le long du périmètre du silo pour un silo carré.

b. Fond du silo

Les actions à la vidange sur les dalles de fonds se calculent en se servant des expressions relatives aux actions au remplissage.

Les différentes caractéristiques de la matière granulaire sont reprises en ANNEXE 1.

II.4.2 Méthodes d'analyse dynamique et modélisations des charges y affairant.

Faire l'analyse dynamique d'une structure revient à déterminer la réponse de la structure en termes de déplacement aux différentes sollicitations dynamiques. Un phénomène ou une action d'origine dynamique est une sollicitation qui varie à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie (produit de la masse par l'accélération) jouent un rôle significatif dans la réponse de la structure [30].

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement aux sollicitations sismique peuvent se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique [28]. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

1. Analyse modale spectrale. Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre (caractéristique de la structure) et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à un instant donné.

2. Analyse par forces latérales. Cette analyse est en réalité le calcul statique équivalent qui implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques censés produire les mêmes effets.

3. Analyse temporelle (transitoire). À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps. L'analyse transitoire est en fait une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accélérogramme. Elle se différencie donc principalement de l'analyse modale « spectrale » par le fait que pour cette dernière méthode, le spectre de réponse d'oscillateur donne directement le maximum d'accélération pour chaque mode (mais non pas sa variation) [28].

II.4.2.1 Définition de l'action du vent.

a. *Calcul de la pression du vent.*

La pression du vent noté W_e qui s'exerce sur la face extérieur d'une construction se calcul par l'expression [31] :

$$W_e = q_p(z_e)C_{pe} \quad (II.29)$$

$$q_p = q_b C_e(z) \quad (II.30)$$

Avec ;

q_b = pression dynamique moyenne de référence pour les constructions permanentes en fonction de la zone du vent. q_b se calcul par :

$$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2 \quad (II.31)$$

V_b : la vitesse de base en fonction des zones

ρ : masse volumique de l'air

C_e : coefficient d'exposition au vent prenant en compte le terrain et la hauteur de la structure au-dessus du sol, z . C_e se calcul par :

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

$$C_e(z) = C_r^2(z) * C_0^2(z) \left[1 + \frac{7K_r}{C_r(z)C_0(z)} \right] \quad (II.32)$$

Où :

$C_0(z)$ = Coefficient d'orographie. Ce coefficient prend en compte l'influence des collines et dénivellations isolées, hors de régions montagneuses, sur la vitesse du vent. Sur des terrains sans collines ou dénivellations isolées, l'eurocode 1partie 1-4 recommande qu'il soit pris égal à 1 [32].

Z_e =hauteur de référence adaptée au coefficient de pression extérieur.

$C_r(z)$ =coefficient de rugosité de terrain. Ce coefficient est fonction de hauteur de la construction au-dessus du niveau du sol et de la rugosité du terrain suivant la direction du vent.

Il se calcule par :

$$C_r(z) = \begin{cases} K_r * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{si } Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(z) & \text{si } Z \leq Z_{min} \end{cases} \quad (II.33)$$

Avec :

$$K_r = 0,19 * \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (II.34)$$

En fonction de la catégorie du terrain, les paramètres K_r , Z_{min} , Z_0 et $Z_{0,II}$ sont données dans le Tableau 4.

Tableau 4:Paramètres des terrains [31]

Terrain category		Z_0 m	Z_{min} m
0	Sea or coastal area exposed to the open sea	0,003	1
I	Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles	0,01	1
II	Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights	0,05	2
III	Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)	0,3	5
IV	Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m	1,0	10

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

b. Calcul du coefficient de pression externe C_{pe}

On va assimiler le silo cylindrique à un cheminé et le silo carré à un bâtiment à base rectangulaire.

❖ *Coefficient de pression externe pour le silo cylindrique*

Le coefficient de pression externe se calcul par [31] :

$$C_{pe} = C_{p0} * \psi_{\lambda\alpha} \quad (II.35)$$

Avec ;

C_{p0} : coefficient de pression extérieure pour un élancement λ infini. Ce coefficient est donné à la Figure 24 pour différents nombres de Reynolds, en fonction de l'angle α .

Le nombre de Reynold se calcul par :

$$Re = \frac{bV_m(Z_e)}{\nu} \quad (II.36)$$

Avec ;

b : diamètre extérieur du cylindre ;

ν : viscosité cinématique de l'air. Il est égal à 15.10^{-6} m²/s ;

$V_m(Z_e)$: la vitesse moyenne du vent à la hauteur de référence Z_e . Il se calcul par :

$$V_m(z) = C_r(Z) * C_o(Z) * V_b \quad (II.37)$$

Où ;

V_b : la vitesse de référence du vent ;

$c_r(z)$: coefficient de rugosité;

$c_o(z)$: coefficient d'orographie.

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

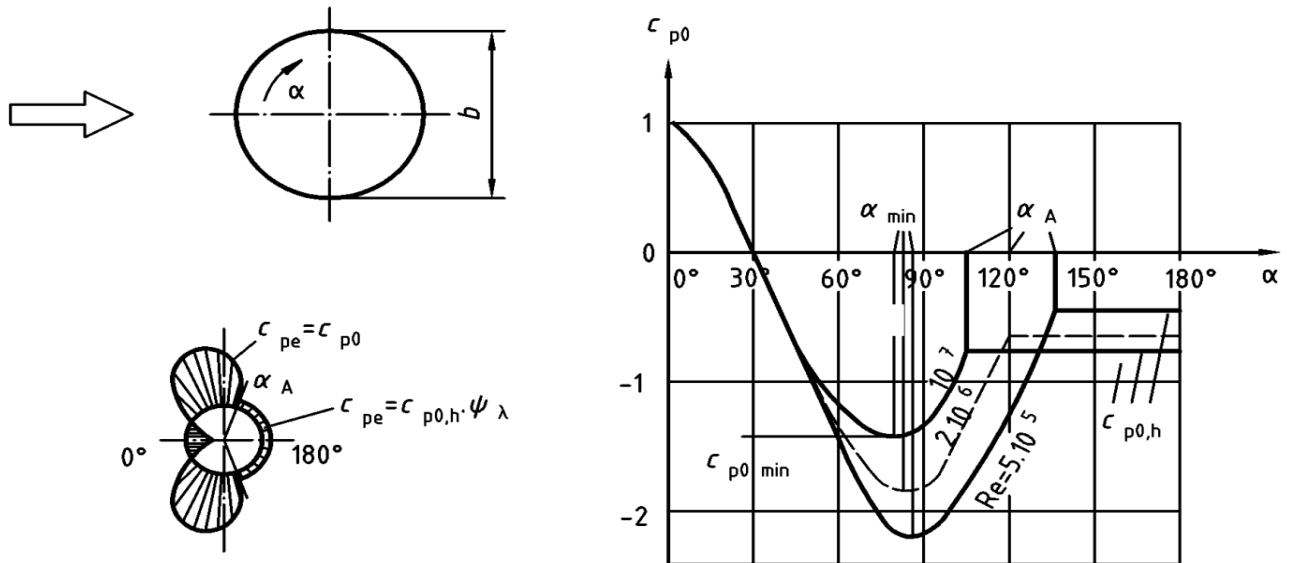


Figure 24: $C_{p,o}$ en fonction du nombre de Reynolds [32]

Les valeurs de différents coefficients de cette figure sont tabulées dans le Tableau 5².

Tableau 5: $C_{p,o}$ en Fonction du Nombre de Reynold [32]

Re	α_{min}	$C_{p0,min}$	α_A	$C_{p0,h}$
5×10^5	85	-2,2	135	-0,4
2×10^6	80	-1,9	120	-0,7
10^7	75	-1,5	105	-0,8

Avec :

α_{min} : position angulaire de la pression minimale ;

$C_{p0,min}$: Valeur du coefficient de pression minimale

α_A : point de décollement de l'écoulement ;

$C_{p0,h}$: coefficient de pression de base.

² Les valeurs pour de Reynolds intermédiaires peuvent être trouver par interpolation linéaire, tandis qu'au-delà de Reynolds= $10 \cdot 10^7$ il est recommandé d'utiliser par approximation les valeurs pour les Reynolds= $10 \cdot 10^7$ [52].

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

$\Psi_{\lambda a}$: facteur d'élanement

Le facteur d'élanement $\Psi_{\lambda a}$ se calcul par :

$$\psi_{\lambda a} = \begin{cases} 1 & \text{pour } 0^0 \leq \alpha \leq \alpha_{min} \\ \psi_{\lambda} + (1 - \psi_{\lambda}) * \cos \left[\frac{\pi}{2} * \left(\frac{\alpha - \alpha_{min}}{\alpha_A - \alpha_{min}} \right) \right] & \text{pour } \alpha_{min} < \alpha < \alpha_z \\ \psi_{\lambda} & \text{pour } \alpha_A < \alpha < 180 \end{cases} \quad (II.38)$$

Ψ_{λ} est repris à la Figure 25 pour différentes valeurs de l'élanement effectif λ .

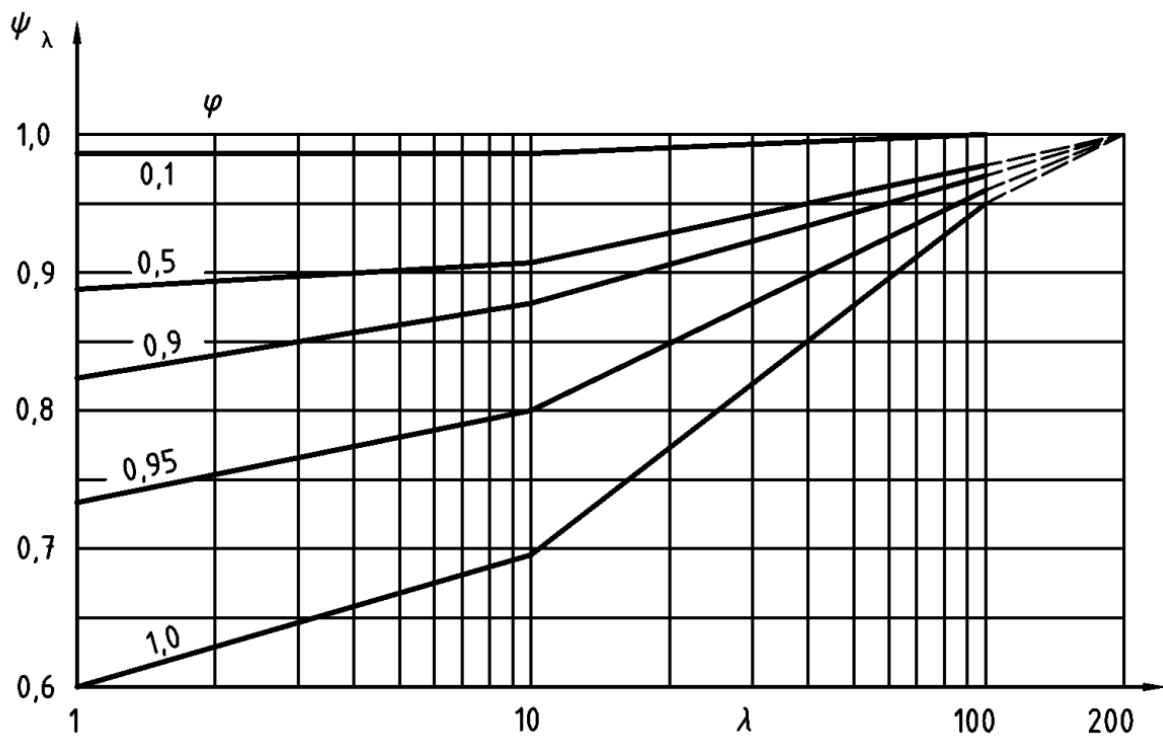
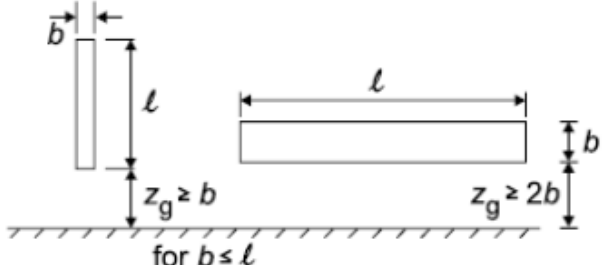
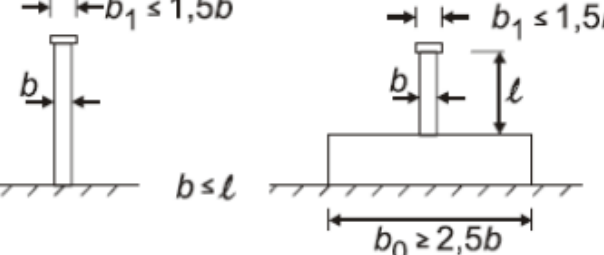
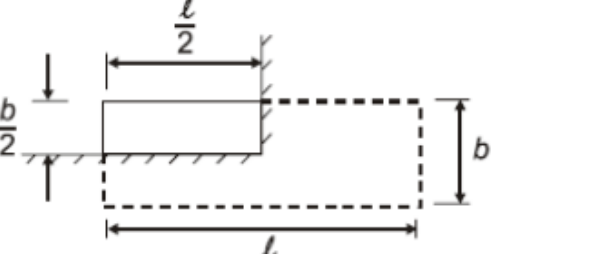
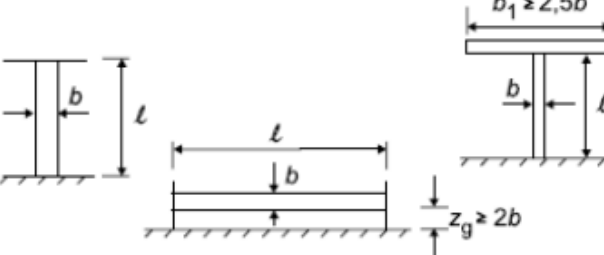


Figure 25: facteur d'élanement en fonction du taux de remplissage [32]

L'élanement effectifs λ pour différentes configurations se calcule tel que indiqué dans le Tableau 6.

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

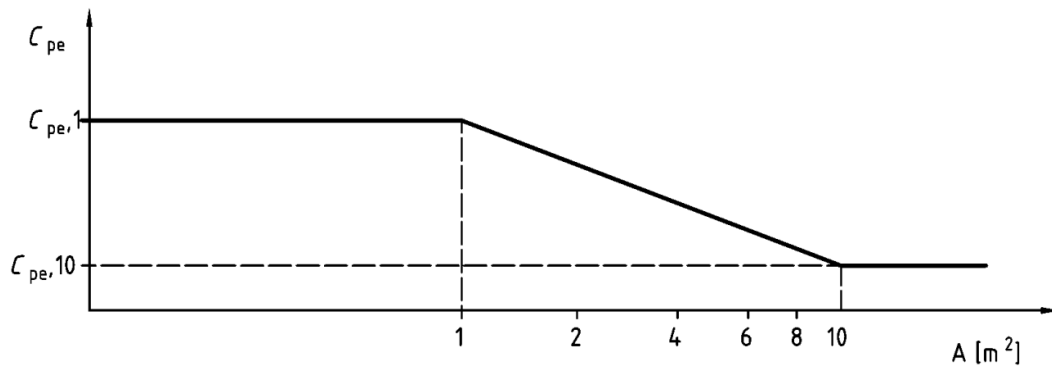
Tableau 6: Elancement effectif [32]

N°	Position de la structure, vent perpendiculaire au plan de l'élément	Élancement effectif λ
1		<p>Pour les sections polygonales, rectangulaires et à arêtes vives et pour les structures en treillis :</p> <ul style="list-style-type: none"> - pour $\ell \geq 50$ m, la plus petite des deux valeurs : $\lambda = 1,4 \ell/b$ ou $\lambda = 70$; - pour $\ell < 15$ m, la plus petite des deux valeurs : $\lambda = 2 \ell/b$ ou $\lambda = 70$.
2		<p>Pour les cylindres à base circulaire :</p> <ul style="list-style-type: none"> - pour $\ell \geq 50$ m, la plus petite des deux valeurs : $\lambda = 0,7 \ell/b$ ou $\lambda = 70$; - pour $\ell < 15$ m, la plus petite des deux valeurs : $\lambda = \ell/b$ ou $\lambda = 70$.
3		<p>Pour les valeurs intermédiaires de ℓ, il convient d'utiliser l'interpolation linéaire.</p>
4		<p>Pour $\ell \geq 50$ m, la plus grande des deux valeurs : $\lambda = 0,7 \ell/b$ ou $\lambda = 70$,</p> <p>Pour $\ell < 15$ m, la plus grande des deux valeurs : $\lambda = \ell/b$ ou $\lambda = 70$.</p> <p>Pour les valeurs intermédiaires de ℓ, il convient d'utiliser l'interpolation linéaire.</p>

❖ *Coefficients de pression externe pour le silo carré.*

Le silo carré est assimilé à un bâtiment à base rectangulaire. Le coefficient de pression externe C_{pe} des bâtiments et leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée par le vent [32]. Pour différentes surfaces, Ce coefficient se calcul comme indiqué à la Figure 26.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA



NOTE Cette figure est basée sur les hypothèses suivantes :

$$\begin{array}{ll}
 C_{pe} = C_{pe,1} & A \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log_{10} A & 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} = C_{pe,10} & A \geq 10 \text{ m}^2
 \end{array}$$

Figure 26: Cpe des silos carré [32]

3 cas de figure illustrés à la Figure 27 doivent être considérés :

1. les bâtiments dont la hauteur h est inférieure à la longueur b du côté au vent doivent être considérés comme un tout ;
2. les bâtiments dont la hauteur h est supérieure à la longueur b du côté au vent, mais inférieure à $2b$, doivent être considérés comme étant constitués de deux parties : une partie inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur égale à b et une partie supérieure ;
3. les bâtiments dont la hauteur h est supérieure à $2b$ doivent être considérés comme étant constitués de plusieurs parties : une partie inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur égale à b ; une partie supérieure s'étendant vers le bas, depuis le sommet, sur une hauteur égale à b , puis une partie intermédiaire, entre la partie inférieure et la partie supérieure, divisée en un nombre suffisant de bandes horizontales de hauteur maximale b

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

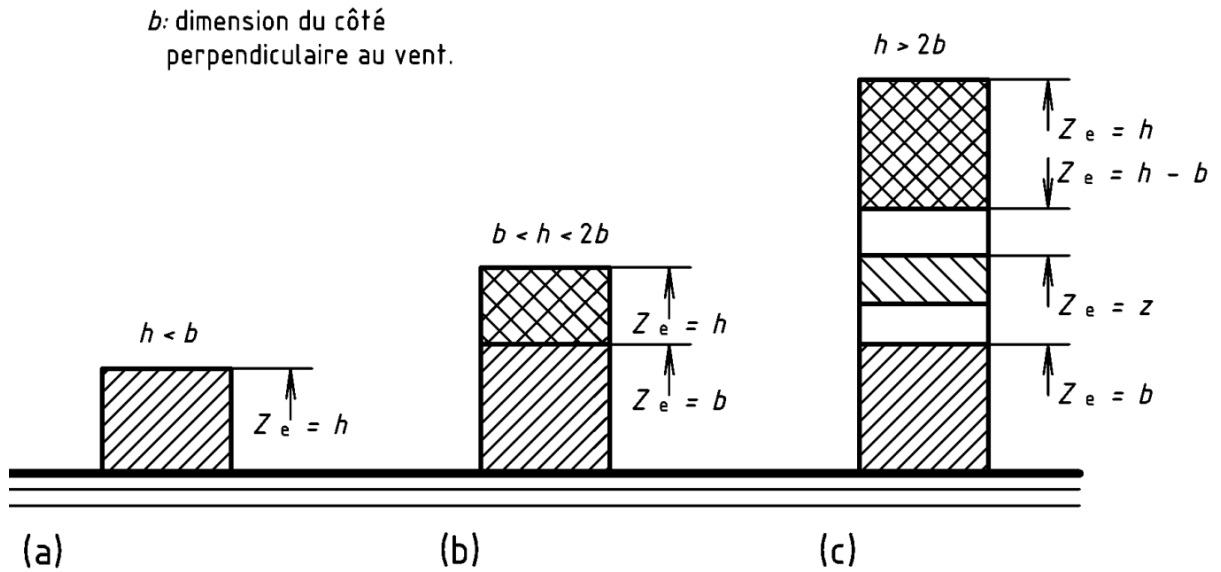


Figure 27: Z_e en fonction de la hauteur (silo carré)

Pour déterminer les dimensions de la surface chargée, on se réfère au zonage repris à la Figure 28.

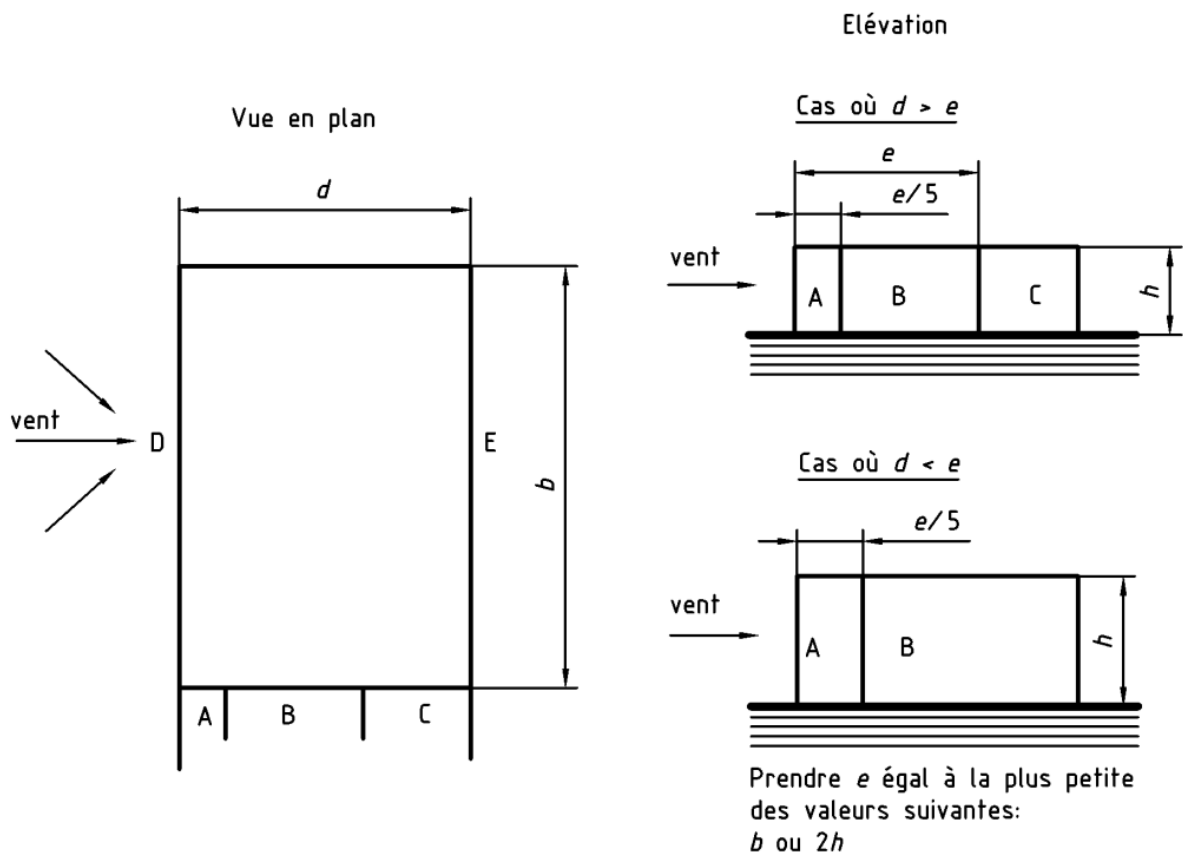


Figure 28: Zonage des parois verticales [32]

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

Suivant les cas de hauteur ou l'on se trouve (Z_e), le coefficient C_{pe} est donné dans le Tableau 7.

Tableau 7 : C_{pe} de parois verticales [32]

Zones	A		B, B*		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
≤ 1	- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	+ 1,0	- 0,3	
≥ 4	- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,6	+ 1,0	- 0,3	

❖ *Coefficients de pression externe pour les toitures plates à arêtes vives*

L'eurocode 1 partie 2-4 définit les toitures plates comme les toitures dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Pour trouver le coefficient C_{pe} on divise la toiture en zones, comme indiqué à la Figure 29. La hauteur de référence Z_e est égale à la hauteur totale du silo.

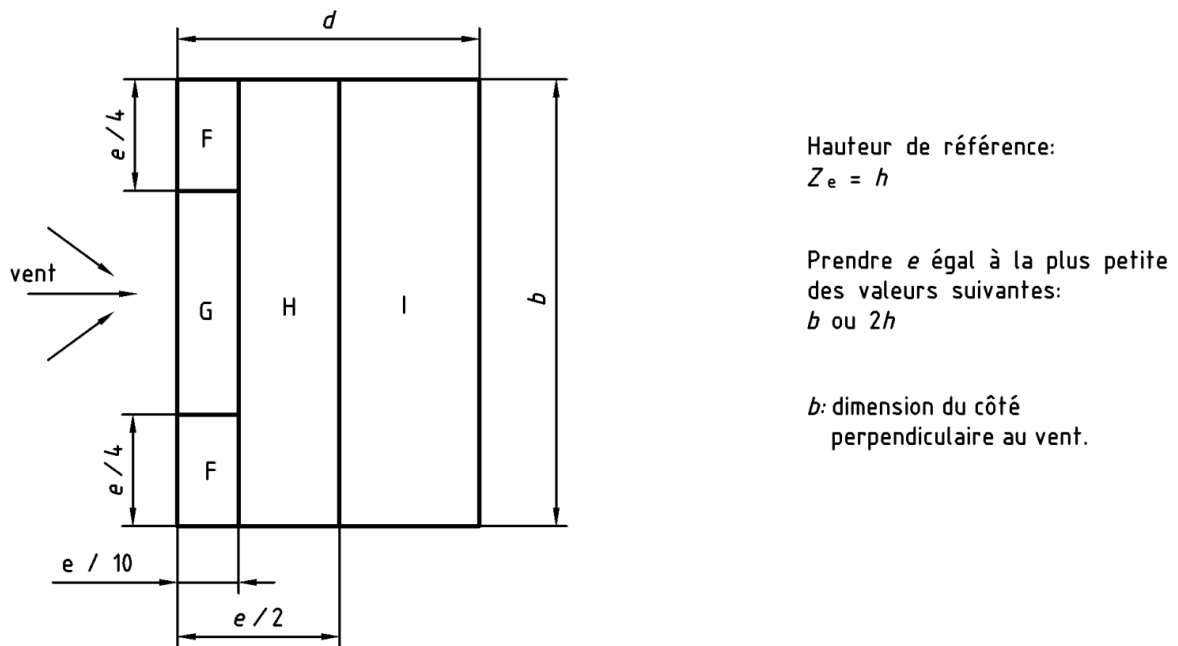


Figure 29: Zonage de la toiture

En fonction de zones de subdivision de la toiture, le coefficient de pression C_{pe} est donné dans le Tableau 8.

Tableau 8: *C_{pe}* de toitures plate à arrêtes vive [32]

	Zones							
	F		G		H		I	
	<i>C_{pe,10}</i>	<i>C_{pe,1}</i>	<i>C_{pe,10}</i>	<i>C_{pe,1}</i>	<i>C_{pe,10}</i>	<i>C_{pe,1}</i>	<i>C_{pe,10}</i>	<i>C_{pe,1}</i>
Arêtes vives	- 1,8	- 2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	- 1,2	± 0,2	

II.4.2.2 Analyse sismique

a. Modélisation du système.

La modélisation d'un système dynamique peut se faire soit par modélisation en masses concentrées, déplacements généralisés et par les éléments finis [30].

❖ Modélisation en masses concentrées

Cette méthode consiste à concentrer dans la mesure du possible la masse d'une structure en un nombre fini, restreints de points, appelés nœuds. Cette façon de faire est très simplificatrice car les forces d'inertie n'existent qu'en ces points. Dans ce cas, la connaissance de déplacements et accélérations aux nœuds de la structure suffit à décrire le comportement de toute la structure. Le nombre de composantes du déplacement nécessaire pour décrire complètement le champ de forces d'inertie est appelé nombre de degrés de liberté dynamiques du système.

La modélisation en masses concentrées est très utile pour les systèmes dans lesquels une grande partie de la masse est effectivement concentrée à certains emplacements.

❖ Modélisation par déplacements généralisés

Si le système étudié possède un nombre infini de degrés de liberté ou s'il est impossible de concentrer les masses aux niveau de nœuds, la méthode de modélisation en masse concentrées n'est plus valable. Dans ce cas, la modélisation par déplacements généralisés serait une approche alternative permettant de réduire le nombre de degrés de liberté. Cette méthode est fondée sur l'hypothèse que la déformée de la structure peut être représentée par la somme de fonctions représentant chacune une déformée possible du système. Ces fonctions sont appelées déplacements généralisés de la structure. Bien que cette approche soit plus efficace que la précédente, sa résolution est plus complexe [30].

❖ Modélisation par la méthode des éléments finis.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

De ces trois, la modélisation par la méthode des éléments finies est la seule applicable à tout type de structure. Le principe de cette méthode est que la structure est subdivisée en un nombre arbitraire d'éléments de dimensions quelconque. Les nœuds du système sont représentés par un système de coordonnées généralisées. Le déplacement de la structure s'exprime en fonction de ces coordonnées généralisées au moyen de fonctions de déplacement.

Les avantages de cette méthode résident dans le fait :

- qu'un nombre arbitraire de nœuds peut être introduit,
- que les calculs sont grandement simplifiés en choisissant des fonctions d'interpolation identiques pour tous les éléments,
- que les équations dynamiques du système sont fortement découplées car le déplacement d'un nœud n'affecte que les nœuds voisins.

La méthode des éléments finis est de loin la méthode la plus puissante pour la résolution des problèmes de dynamiques de structure par le fait qu'elle permet d'exprimer les déplacements d'une structure quelconque à l'aide d'un ensemble fini de coordonnées en plus du fait qu'elle est utilisée par beaucoup des logiciels de calcul [30].

b. Mise en équation du système dynamique.

Peu importe le type de modélisation utiliser, un système est soumis à au moins une force de rappel F_S , une force de freinage F_D , une force d'inertie F_I et une force extérieure ou d'excitation $P(t)$. La mise en équation du système est indispensable afin de pouvoir tenir compte de l'influence de toutes les forces agissantes sur le comportement de la structure [30].

De toutes les méthodes de mise en équation d'un système dynamique, la mise en équation par le principe de d'ALAMBERT ou la loi fondamentale de la dynamique est la plus simple [33].

La mise en équation au moyen du principe de d'ALAMBERT, se base sur le principe que :

$$\sum F = 0 ;$$

$\sum F$ signifiant la somme de toutes les forces agissantes sur la structure, les forces d'inertie compris [33].

Ainsi l'équation d'un système dynamique est tel que :

$$F_I + F_D + F_S + P(t) = 0 \quad (II.39)$$

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Dans cette équation

$$F_S = -Ky(t) \text{ Force de rappel,}$$

$$F_D = C\dot{y}(t) \text{ Force de freinage ou d'amortissement,}$$

$$F_I = My''(t) \text{ Force d'inertie.}$$

Avec : Y, \dot{Y}, \ddot{Y} étant respectivement les vecteurs déplacement, vitesse et accélération du système engendrés par une force d'excitation. Et K et C respectivement le raideur et l'amortissement.

La mise en équation étant faite, le problème consiste à résoudre l'équation et déterminer $y(t)$ qui est la réponse du système à l'excitation extérieure $p(t)$.

Sous toute forme d'excitation extérieure, la solution de l'équation est donnée par l'intégrale de Duhamel :

$$y(t) = -\frac{1}{m\omega_D} \int_0^t P(\tau) \ddot{d}_g(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)] d(\tau) \quad (II.40)$$

Pour l'action sismique, où

$$P(t) = m\ddot{d}_g(\tau) \quad (II.41)$$

La solution à l'équation est :

$$y(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{d}_g(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)] d(\tau) \quad (II.42)$$

Avec :

$$\omega_D = \omega\sqrt{1-\zeta^2} \quad (II.43)$$

Les structures ayant toujours des amortissements très faibles (pour les matériaux courants), on peut considérer que $\omega_D = \omega$, ce qui correspond à un oscillateur très peu amorti ; les composantes du mouvement sismique deviennent :

$$y(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{d}_g(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin[\omega(t-\tau)] d(\tau) \quad (II.44)$$

L'expression (II.42) est une intégrale très complexe pour être intégrée manuellement. Elle exige une intégration numérique par un logiciel de calcul spécialisé.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

La mise en équation par le principe de d'ALAMBERT, est limitée par la complexité du système à étudier. Elle n'est valable que pour les systèmes simples à un seul degré de liberté. Si le système devient complexe, on est obligé de recourir à d'autres méthodes de mise en équation tel que la méthode des puissances virtuelles ou la formulation énergétique (principe de Hamilton) par exemple [33].

Pour un système à plusieurs degrés de liberté, l'équation du système est :

$$M\ddot{Y} + C\dot{Y} + KY = P \quad (II.45)$$

Avec ;

$M = (M_{ij})$, $C = (C_{ij})$ et $K = (K_{ij})$ respectivement les matrices (N*N) des masses, d'amortissement et des rigidités ;

$Y, \dot{Y}, \ddot{Y}, P, M\ddot{Y}, C\dot{Y}$ et KY respectivement les vecteurs déplacement, vitesse, accélération, forces extérieures, force d'inertie, force d'amortissement et force élastique.

Dans le cas particulier de l'analyse sismique, le déplacement $y(t)$ est déterminé par la méthode de l'analyse modale spectrale au moyen d'un logiciel. Dans ce travail le logiciel RFEM sera utilisé à cette fin.

En théorie, l'analyse dynamique nécessite la détermination d'autant de modes propres n (périodes et déformées modales) que la structure comporte de degrés de liberté N . Cela étant pratiquement impossible, il revient à l'analyste de choisir un nombre limité de modes à extraire. Il doit veiller à extraire un nombre fini de modes de tel sorte :

- Que 90% de masse participante soit atteinte ;
- Qu'il n'ait pas de fréquence de coupure ;
- Que la période de vibration du mode k , $T_k \leq 0.20s$ soit une fréquence $f \geq 5Ht$;
- Que le nombre minimum de modes k tel que $k \geq 3\sqrt{n}$, n étant le nombre de niveaux au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide [28].

c. Données sismiques.

❖ Spectre de réponse

Dans l'eurocode 8 le mouvement dû au séisme à un point de la surface du sol, est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération. Ce spectre est repris à la Figure 30.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

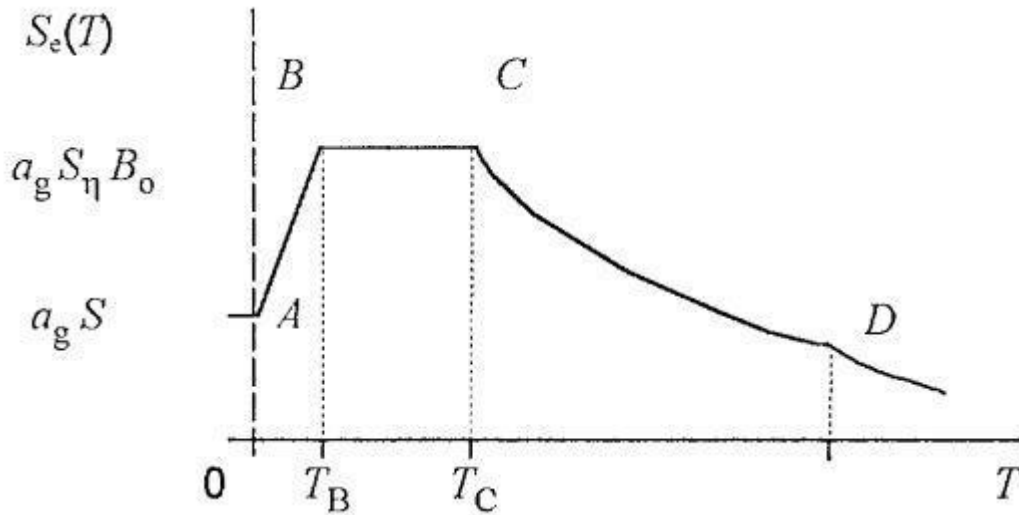


Figure 30: Spectre de Réponse Élastique [34]

Les paramètres décrivant ce spectre sont repris dans le Tableau 9.

Tableau 9: Valeur des Paramètres décrivant le Spectre de réponses élastique [34]

Classe de sol de fondation	S	β_0	k_1	k_2	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	2,5	1,0	2,0	0,10	0,40	3,00
B	0,9	2,5	1,0	2,0	0,15	0,60	4,00
C	0,8	2,5	1,0	2,0	0,20	0,80	4,50

Les valeurs de l'ordonnée de spectres de réponse élastique $S_e(t)$ est donnees par les expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 < T \leq T_B: S_e(T) = a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta * \beta_0 - 1) \right] \\ T_B < T \leq T_C: S_e(T) = a_g * S * \eta * \beta_0 \\ T_C < T \leq T_D: S_e(T) = a_g * S * \eta * \beta_0 \left(\frac{T_C}{T} \right)^{K_1} \\ T_D < T \leq T_C: S_e(T) = a_g * S * \eta * \beta_0 \left(\frac{T_C}{T_D} \right)^{K_1} * \left(\frac{T_D}{T} \right)^{K_2} \end{array} \right. \quad (II.46)$$

Avec,

- $S_e(T)$: ordonnée du spectre de réponse élastique,
- T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté,
- a_g : accélération de calcul au niveau du sol pour la période de retour de référence,

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

- β_0 :facteur d'amplification de l'accélération spectrale pour un amortissement visqueux de 5 %,
- TB, TC : limites du palier de l'accélération spectrale,
- TD : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant,
- K_1, K_2 : exposants qui exercent une influence sur la forme du spectre pour une période de vibration supérieure à TC et TD respectivement,
- S : paramètre du sol,
- η : Coefficient de correction de l'amortissement. Il se calcul par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (II.47)$$

Où ξ est la valeur du pourcentage d'amortissement visqueux de la structure.

Pour les silos, ξ (amortissement visqueux) vaut [35]:

- a) A l'état limite de service :
 - structures en béton armé : 4 %
 - structures en béton précontraint : 2 %
 - structures en acier : 2 %
- b) A l'état limite ultime :
 - structures en béton armé : 7 %
 - structures en béton précontraint : 5 %
 - structures en acier : 4 %

Tableau 10 donne les valeurs de a_g '**peak ground acceleration**' pour la ville de Goma et ses environs.

Tableau 10: 'Peak ground acceleration' pour la ville de Goma et ses environs [36]

zone	Towns	Average PGA estimate-475y(g)	Disaggreg.dominant Magnitude	Disaggreg.epicentral Dist(km)
1	Goma, DRC Gisenyi,RWANDA	0.19, 0.28, 0,29	4.8, 4.8, 4.8	5, 9, 9
2	Bukavu, DRC	0.32, 0.37, 0.43	5.3, 5.5, 5,5	5, 9, 9

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

3	Bujumbura, Bur Uvira, DRC	0.26, 0.34, 0.37	5.0, 5.3, 5.5	5, 9, 9
4	Kamituga, DRC	0.13, 0.21, 0.21	4.6, 4.8, 4.8,	5, 9, 9
5	Walikale, DRC	0.10, 0.18, 0.18	4.6, 4.8, 4.8	6, 9, 9
6	Gitega, BURUNDI Butare, RWANDA	0.18, 0.25, 0.26	4.6, 4.9, 5.0	5, 9, 8
7	Kigali, RWANDA	0.15, 0.18, 0.18	4.5, 4.9, 5.0	5, 13, 13

Pour les silos, les coefficient d'importance de la structure sont tels que repris dans le Tableau 11 ci-dessous.

Tableau 11: Coefficient d'importance de la structure [34]

Utilisation de la structure / Installation	Classe		
	1	2	3
Alimentation d'eau potable, matériaux non toxique, non inflammable	1,2	1,0	0,8
Eau pour combattre l'incendie Matériau toxique non volatile Produits pétrochimique peu inflammables	1,4	1,2	1,0
Produits chimiques toxiques volatiles Liquides explosifs et liquides très inflammables	1,6	1,4	1,2

❖ **Classe de sol**

Les classes de sol sont définies comme suit [34] :

1. Classe de sol A

Les sols de classe A sont :

- Rocher ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse des ondes de cisaillement d'au moins 800 m/s, comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant.
- Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur consolidée, d'au moins quelques dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur (et par des valeurs vs d'au moins 400 m/s à 10 m de profondeur).

2. Classe de sol B

Les sols de classe B sont les dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres, caractérisés par des valeurs de vs d'au moins 200 m/s à 10 m de profondeur, augmentant à 350 m/s au moins à une profondeur de 50 m.

3. Classe de sol C

Les sols de classe C sont :

- Les dépôts de sol lâche, sans cohésion, avec ou sans couches cohérentes molles, caractérisés par des valeurs de v_s inférieures à 200 m/s sur les premiers 20 m.
- Les dépôts comprenant une majorité de sols cohérents de raideur faible à moyenne, caractérisés par des valeurs de v_s inférieures à 200 m/s sur les premiers 20 m.

d. Surpression sismique

Dans des conditions dynamiques (sous l'effet du tremblement de terre), la masse totale de la matière granulaire à l'intérieur du silo est supposée se déplacer rigidement avec la coque du silo. Ainsi, il se crée une pression supplémentaire normale à la paroi du silo. Cette pression supplémentaire est à combiner avec les autres charges et avec l'action sismique [37] [35]. Dans les silos circulaires, cette pression additionnelle sur la paroi est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta_{ph,s} = \Delta_{ph,so} \cos\theta \quad (II.48)$$

Avec, $\Delta_{ph,s}$: pression additionnel à considérer,

$\Delta_{ph,so}$: Pression de référence

θ : angle entre la ligne radiale et la direction de la composante horizontale de l'action sismique.

En un point de la paroi du silo, situé à une hauteur Z partant du plan de base, la pression de référence $\Delta_{ph,so}$ est donné par :

$$\Delta_{ph,so} = a(z)\gamma \min(r * _s, 3x) \quad (II.49)$$

Avec ;

$a(z)$: rapport de la réponse d'accélération du silo à une hauteur z du plan de base, sur l'accélération de pesanteur ;

γ : poids volumique de la matière granulaire stockée et ;

$$r * _s = \min\left(h_b, \frac{d_c}{2}\right) \quad (II.50)$$

Où h_b est la hauteur du silo à partir du plan de base jusqu'à la surface équivalente des contenues stockés, et d_c le diamètre intérieur du silo.

Le paramètre $a(z)$ peut être représenté par une valeur constante, une fonction linéaire ou une fonction non linéaire [38]. Dans les eurocodes, $a(z)$ est considéré comme étant

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

une valeur constante, équivalente au rapport entre l'accélération horizontale du sol dû au séisme et l'accélération de la pesanteur [29] [38].

La répartition de la pression additionnelle $\Delta_{ph,s}$ et de la pression de base $\Delta_{ph,so}$ en considérant $a(z)$ constant est donnée par la Figure 31 [39]:

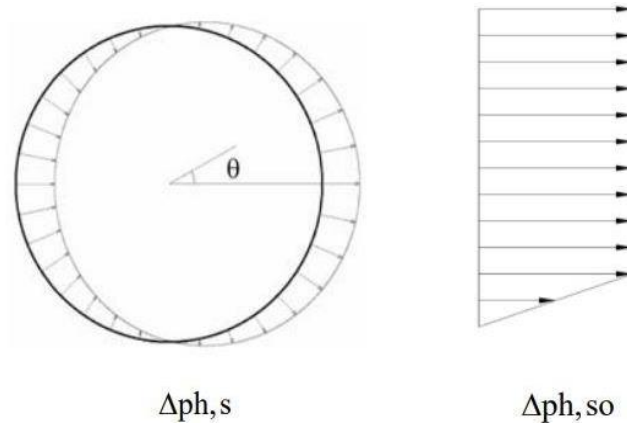


Figure 31: répartition de la pression supplémentaires due au séisme sur les paroi du silo [39]

Pour le silo carrée (rectangulaire), la pression supplémentaire est tel que [35] :

- Sur les parois sous le vent (leeward) ou normales à la composante horizontale de l'action sismique :

$$\Delta_{ph,s} = \Delta_{ph,so} \quad (II.51)$$

- Sur la paroi au vent (windward) ou normales à la composante horizontale

$$\Delta_{ph,s} = -\Delta_{ph,so} \quad (II.52)$$

Sur les autres parois $\Delta_{ph,s} = 0$

II.5 NOTION DES ETATS LIMITES ET COMBINAISON DES CHARGE

Les états-limites sont des états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux exigences de performance prévues. On distingue généralement les états-limites ultimes et états-limites de service [40].

II.5.1 Etat limite ultime

Les états-limites ultimes sont ceux qui sont associés à un effondrement ou à d'autres formes similaires de défaillance structurale. Les états précédant un effondrement structural et qui, pour des raisons de simplification, sont pris en compte à la place de l'effondrement lui-même, sont aussi traités comme des états-limites ultimes.

II.5.2 Etat limite de service

Les états-limites de service correspondent à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites.

II.5.3 Combinaison à considérées.

Conformément à L'EUROCODE 1 partie 1 d'avril 1996 et l'EUROCODE 1 Partie 4 (en Anglais) de mai 2006, les combinaisons suivantes ont été retenue :

- A L'ELU, on considère la combinaison générale suivante :

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \varphi_{0i} Q_{ki} \quad (II.53)$$

- A L'ELS, on considère la combinaison fréquente suivante :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \varphi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \varphi_{2i} Q_{ki} \quad (II.54)$$

- Pour les effets sismiques, on considère :

Les valeurs des effets de l'action sismique sur la structures sont déterminées en combinant l'action sismique avec les autres actions présentées par la combinaison suivante :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \gamma_l A_{Ed} + \sum_{i > 1} \varphi_{2i} Q_{k1} \quad (II.55)$$

Dans les équations II.51, II.52 et II.53, les paramètres respectifs sont ;

G_{kj} : valeurs caractéristiques des actions permanentes (poids propre du silo et équipement fixe);

Q_{k1} : Valeur caractéristique de l'action variable dominante ;

Q_{ki} : valeur caractéristique des autres actions variables ;

A_{Ed} : valeur de calcul d'une action sismique ;

γ_{Gj} : coefficient partiel pour l'action permanente j ³;

³ Ce coefficient vaut généralement, soit 1,35 ou 1,15 [51].si la variabilité de G est faible, une valeur unique de Gk peut être utilisée ; si la variabilité de G n'est pas faible, les deux valeurs doivent être utilisées. Toutefois, dans les cas où la structure est très sensible aux variations de G (par exemple pour certaines sortes de structures en béton précontraint), deux valeurs doivent être utilisées, même si le coefficient de variation est faible [40].

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

ξ_j : est un coefficient de réduction de γ_{Gj}

γ_{Qi} : coefficient partiel pour l'action variable i^4 ;

γ_I : coefficient d'importance de la structure donnée dans le Tableau 10;

φ_{0i} : Valeur de combinaison de l'action variable⁵

φ_{2i} : Coefficient de combinaison pour les valeurs quasi-permanentes de l'action variable i ;

On doit déterminer quelle est l'action variable dominante ou d'accompagnement (entre les effets de la matière ensilée Q et les effets du vent W) ainsi que les combinaisons à considérées pour chaque cas. Cette équivoque est levée par l'annexe A de EN 1991-4:2006 (version en Anglais) qui donne la distinction entre les charges variables ainsi que les coefficients de combinaison à considérer pour toute les charges [41].

➤ A l'ELU, les coefficient sont donne dans le Tableau 12 qui suit.

Tableau 12: Coefficient de combinaison de charge à L'Elu [41]

Short title	Design situation / Leading variable action	Permanent actions		Leading variable action		Accompanying variable action 1 (main)		Accompanying variable action 2		Accompanying variable action 3, 4, etc.	
		Description	ξ_1	(See next column, "main")		Description	$\psi_{0,1}$	Description	$\psi_{0,2}$	Description	$\psi_{0,3}$ $\psi_{0,4}$ etc
D	Solids discharge	Self weight	0,9			Solids discharge	1,0	Foundation settlement	0,7	Snow, wind, thermal	0,6
										Imposed loads, imposed deformation	0,7
I	Imposed deformation	Self weight	0,9			Solids filling	1,0	Imposed deformation	0,7	Snow, wind, thermal	0,6
										Imposed loads	0,7
S	Snow	Self weight	0,9			Solids filling	1,0	Snow	0,6	Imposed loads	0,7
WF	Wind and full silo	Self weight	0,9			Solids filling, full silo	1,0	Wind	0,6	Imposed loads	0,7
WE	Wind and empty silo	Self weight	0,9			Solids, empty silo	0,0	Wind	0,6	Imposed loads	0,7
T	Thermal	Self weight	0,9			Solids filling	1,0	Thermal	0,6	Imposed loads	0,7

NOTE: Table A.2 should be used with Expressions (6.10a) and (6.10b) in EN 1990, 6.4.3.2.

➤ A L'ELS, les coefficient de combinaison sont donnés dans le Tableau 13 suivant :

⁴ Ce coefficient est toujours égal à 1,5

⁵ Ce coefficient est égal à 1,5

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

Tableau 13: Coefficient de combinaison de charge à L'ELS [41]

Short title	Design situation / Leading variable action	Permanent actions		Leading variable action		Accompanying variable action 1 (main)		Accompanying variable action 2		Accompanying variable action 3, 4, etc.	
		Description		(See next column, "main")		Description	$\psi_{1,1}$ or $\psi_{2,1}$	Description	$\psi_{1,2}$ or $\psi_{2,2}$	Description	$\psi_{1,3}$ or $\psi_{1,4}$ or $\psi_{2,3}$ or $\psi_{2,4}$ etc
D	Solids discharge	Self weight				Solids discharge	0,9 or 0,8	Foundation settlement	0,7 or 0,3	Snow, wind, thermal	0,6 or 0,0
										Imposed loads, imposed deformation	0,7 or 0,3
I	Imposed deformation	Self weight				Solids filling	0,9 or 0,8	Imposed deformation	0,7 or 0,3	Snow, wind, thermal	0,6 or 0,0
										Imposed loads	0,7 or 0,3
S	Snow	Self weight				Solids filling	0,9 or 0,8	Snow	0,6 or 0,0	Imposed loads	0,7 or 0,3
WF	Wind and full silo	Self weight				Solids filling, full silo	0,9 or 0,8	Wind	0,6 or 0,0	Imposed loads	0,7 or 0,3
WE	Wind and empty silo	Self weight				Solids, empty silo	0,0	Wind	0,6 or 0,0	Imposed loads	0,7 or 0,3
T	Thermal	Self weight				Solids filling	0,9 or 0,8	Thermal	0,6 or 0,0	Imposed loads	0,7 or 0,3

NOTE: Table A.5 should be used with Expressions (6.14b), (6.15b) and (6.16b) in EN 1990, 6.5.3 as follows:

Characteristic combination, Expression (6.14b):
The characteristic combination is normally used for irreversible limit states.

Frequent combination, Expression (6.15b):
The frequent combination is normally used for reversible limit states.

Quasi-permanent combination, Expression (6.16b):
The quasi-permanent combination is normally used for long-term effects and the appearance of the structure.

- Pour la combinaison de l'action sismique, les coefficients sont donnés dans le Tableau 14 suivant :

Tableau 14: coefficient de combinaison de charge sous l'action sismique [41]

Short title	Design situation / Leading variable action	Permanent actions		Leading seismic action		Accompanying variable action 1 (main)		Accompanying variable action 2		Accompanying variable action 3, 4, etc.	
		Description		Description		Description	$\psi_{2,1}$	Description	$\psi_{2,2}$	Description	$\psi_{2,3}$ or $\psi_{2,4}$ etc
SF	Seismic action and full silo	Self weight		Seismic action (earthquake)		Solids filling, full silo	0,8	Imposed deformation	0,3	Imposed loads	0,3
SE	Seismic action and empty silo	Self weight		Seismic action (earthquake)		Solids, empty silo	0,8	Imposed deformation	0,3	Imposed loads	0,3

NOTE: Table A.4 should be used with Expression (6.12b) in EN 1990, 6.4.3.4 and those of EN 1998-1 and EN 1998-4.

II.6 PRESENTATION DES LOGICIELS RFEM 5 ET MICROSOFT EXCEL

Le logiciel de calcul de structure RFEM de Dlubal software, est utilisé pour définir des structures, des matériaux et des charges pour des modèles 2 et 3 dimensions. Il permet de calculer les déformations, les efforts internes, les contraintes et les réactions aux appuis. Il est

fourni avec une gamme de modules additionnels qui facilitent l'entrée des données et peuvent être utilisées pour effectuer d'autres analyses et vérifications selon différentes normes. Grâce à de nombreuses interfaces, il permet un échange de données bidirectionnel avec d'autres logiciels tels que Tekla structures, Autodesk Revit, Bentley ISM, etc [42].

Nous avons aussi eu recours au logiciel Microsoft Excel pour effectuer les calculs afin de minimiser les erreurs. Microsoft Excel est un logiciel tableur de la suite bureautique MICROSOFT OFFICE. Le logiciel Excel intègre des fonctions de calcul numérique, de représentation graphique, d'analyse de données et de programmation [43].

II.7 PRESENTATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie.

Les différentes étapes pour l'application de la méthode des éléments finis sont basées sur [28]:

1. Choix du type d'élément et discrétisation : on choisit le type d'élément le plus adapté au problème donné, ensuite on discrétise le milieu continu en un certain nombre d'éléments,
2. Type de l'élément : la sélection de l'élément sera fonction du type de problème à résoudre, généralement, ils sont groupés en quatre classes : les contraintes planes, la flexion des plaques, les coques et l'analyse tridimensionnelle,
3. Taille des éléments : par rapport à la taille, plus le maillage est fin plus les résultats obtenus sont meilleurs, mais en même temps un grand effort de programmation est requis. Le nombre d'éléments utilisés sera la fonction du type de la structure à analyser, mais généralement plus d'éléments sont requis dans les régions où les contraintes varient rapidement que dans les régions où elles varient graduellement.

II.8 CONCLUSION PARTIELLE

Ce chapitre présente la méthodologie et les méthodes utilisées afin de faire l'étude structurale des silos. Il présente succinctement le milieu d'étude ainsi que les données scientifiques y afférent, la modélisation mathématique des différentes actions qui agissent sur la structure et les logiciels que nous utilisons.

CHAP III : PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS.

Ce chapitre présente les résultats obtenus en analysant un silo en béton armé sous des effets statiques et sismiques. Les simulations sont effectuées par la méthode des éléments finis au moyen du logiciel RFEM 5, le but étant d'étudier le comportement statique et la réponse sismique d'un silo carré et circulaire.

Tout au long des deux précédents chapitres, nous avons mis l'accent sur le fait que les silos carrés et circulaires ont chacun des particularités. Au chapitre un il a été signalé que les silos carrés stockent plus de matières que les silos circulaires, bien que les silos circulaires se vident en un temps court que les silos carrés. Les expressions reprises au deuxième chapitre démontrent à suffisance que, mis à part les caractéristiques de la matière granulaire ensilée, les efforts dans un silo élancé ne dépendent directement que de la hauteur de remplissage. C'est ainsi que nous avons opté pour une analyse du comportement des structures en se basant seulement sur la hauteur de remplissage et la dimension transversale d_c , comme éléments de comparaison. Toutes les sections suivantes démontreront si pour une même hauteur de remplissage et une même dimension transversale, quel modèle de silo, qu'il soit carré ou cylindrique, présente un comportement satisfaisant.

III.1 ANALYSE STATIQUE

III.1.1 Conception géométrique

Le volume à stocker est de 300m³. Fixons les dimensions de la surface intérieure de silo à 5m de côté pour le silo carré, et 5m de diamètre pour le silo cylindrique.

➤ Dimensions du modèle cylindrique.

La hauteur de remplissage du silo notée h_c vaut :

$$h_c = \frac{300}{3,14 \cdot 2,5^2} = 15,3\text{m}$$

La hauteur de la conne formée par le maïs ensilé h_{tp} avec $\phi_r=35^\circ$ pour le maïs, vaut :

$$h_{tp} = \frac{5 \tan \tan 35}{2} = 1,75\text{m}$$

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

La hauteur h_0 vaut :

$$h_0 = \frac{5 \tan \tan 35}{6} = 0,5835 \text{ m}$$

La hauteur intérieure totale H vaut :

$$H = 15,3 - 0,5835 + 1,75 = 16,466 \text{ m} .$$

On utilise une couverture plate. Selon eurocode 1 partie 1-4, une couverture est dite plate si son angle d'inclinaison α est $\leq 4^\circ$. En considérant les épaisseurs de la couverture à faible pente et de la dalle de fond respectivement de 0,15m, la hauteur totale du silo est tel que :

$$H_t = 16,466 + 0,3 + r \tan 4 = 16,94 \text{ m} \text{ soit } 17 \text{ m}$$

➤ Dimensions du modèle carrée

Enfin d'être logique dans le raisonnement, fixons la même hauteur de remplissage que celui du modèle cylindrique, soit 15,3m. Pour cette hauteur, le volume stocké par le silo carré est de :

$$Vol = 25 * 15,3 = 382,5 \text{ m}^3 \text{ de grains.}$$

Soit 82,5m³ de plus que le silo cylindrique.

La hauteur de la conne formée par le maïs ensilé h_{tp} avec $\phi_r = 35^\circ$ pour le maïs, vaut :

$$h_{tp} = \frac{5 \tan \tan 35}{2} = 1,75 \text{ m}$$

La hauteur h_0 vaut :

$$h_0 = \frac{5 \tan \tan 35}{4} = 0,7 \text{ m}$$

Avec le même raisonnement que précédemment, la hauteur interne totale est de :

$$H = 15,3 - 0,7 + 1,75 = 16,3 \text{ m}$$

En considérant la dalle de fonds et l'épaisseur de la couverture avec une pente de 4° max, la hauteur totale du silo est :

$$H_t = 16,3 + 0,3 + \frac{dc}{2} \tan 4 = 16,77 \text{ m} \text{ Soit } 17 \text{ m.}$$

Les arrondissements sont dus au fait que le silo n'est pas censé être rempli à ras bord.

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

➤ *Configuration adoptée*

Les configurations adoptées pour les deux silos sont reprises aux Figure 32 et Figure 323.

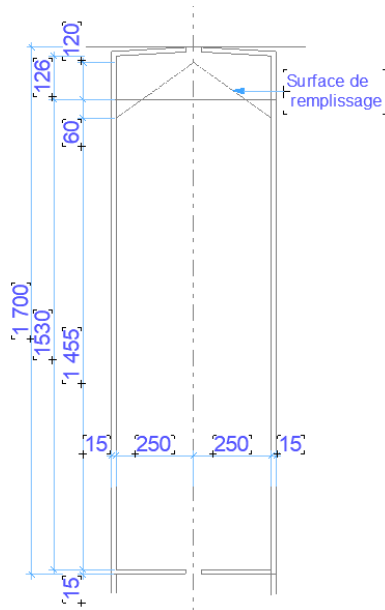


Figure 32: Configuration du modèle circulaire

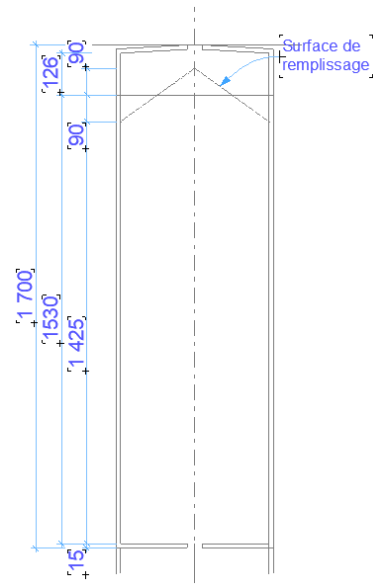


Figure 33: configuration du modèle carré

III.1.2 Pré dimensionnement des éléments de structure

➤ Pré-dimensionnements des dalles

Conformément à la formule II.5 et à l'annexe 4 (qui montre que la petite dimension de la surface du panneau de dalle est de 5m), l'épaisseur de la dalle de fond « e_p » vaut :

$$\begin{aligned} \frac{L_x}{50} < e_p < \frac{L_x}{40} \\ \rightarrow \frac{5}{50} < e_p < \frac{5}{40} \\ \rightarrow 0,1 < e_p < 0,125 \end{aligned}$$

On fixe les épaisseurs de dalle de fond et de la couverture à 15cm, qui est la dimension généralement prise en vue d'une résistances moyenne au feu.

➤ Pré-dimensionnement des poutres et poteaux.

La hauteur totale de la poutre h_t vaut :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Conformément à l'annexe 4, L_{max} vaut 2,6m. Ainsi la hauteur totale vaut :

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

$$\frac{2,6}{15} \leq h_t \leq \frac{2,6}{10}$$
$$\rightarrow 0,17 \leq h_t \leq 0,26$$

La valeur maximale étant inférieure aux minimum requis dans une zone de sismicité IIb conformément aux règles parasismique algériennes, majorons cette hauteur à 0,3m.

Ainsi la largeur de la poutre b est :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$
$$\rightarrow 0,12 \leq b \leq 0,21$$

On adopte 0,2m.

Conformément aux règles parasismiques algériennes, un poteau de section b x h dans une zone de sismicité IIb, doit au minimum remplir les critères qui suivent

$$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm en Zone IIb et III}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

La hauteur du poteau h_e étant de 2m, les dimensions minimales sont :

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\rightarrow \text{Min}(b, h) \geq \frac{2}{20}$$

$$\rightarrow \text{Min}(b, h) \geq 0,1 \text{ m}$$

Afin de rester dans la sécurité conformément aux Règles parasismique algériennes, fixons les dimensions des poutres et poteaux de telle sorte qu'ils remplissent les conditions parasismiques indiquées dans les normes parasismiques algériennes. Pour les poutres, nous prenons une section rectangulaire de 20x30cm. Pour les poteaux, nous prenons une section de carré de 40X40cm.

➤ *Pré-dimensionnement des parois verticales.*

Pour les parois verticales des silos, nous fixons leurs épaisseurs à 15cm.

III.1.3 Présentation des modèles.

Le Pré dimensionnement ainsi fait, les caractéristiques des modèles sont reprises dans le Tableau 15, alors que les Figure 35 et Figure 36 donnent une aperçue 3D des deux

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

modèles réalisés avec RFEM avec les dimensions des configurations adoptées. Pour les deux modèles, les excentricités aux chargements et à la vidange sont supposées être dans la limite des petites excentricités comme indiquée au chapitre 2.3.

Comme indiqué sur les Figure 34 et Figure 345, les modèles reposent sur des poteaux et une poutre. Les poteaux ont une hauteur de 2m, reposent sur des semelles isolées et sont disposés sur la circonférence tel que repris en Annexe 4. Le matériau de construction utilisé est le béton armé C16/20MPa. La matière granulaire stockée est le maïs. Ses caractéristiques sont reprises dans à l'ANNEXE 1.1.

Tableau 15 : Caractéristiques des modèles

Modèle	Hauteur de remplissage en m	Diamètres intérieurs 'dc' en m	Epaisseur de la paroi verticale 't' en m	Elancement hc/dc
Silo carré	15,3	5	0,15	3,2
Silo circulaire	15,3	5	0,15	3,2

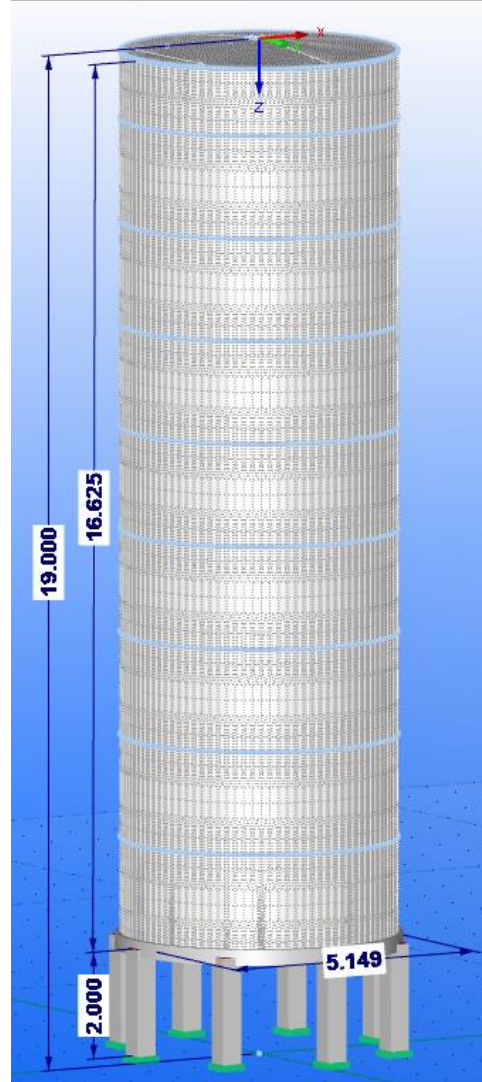
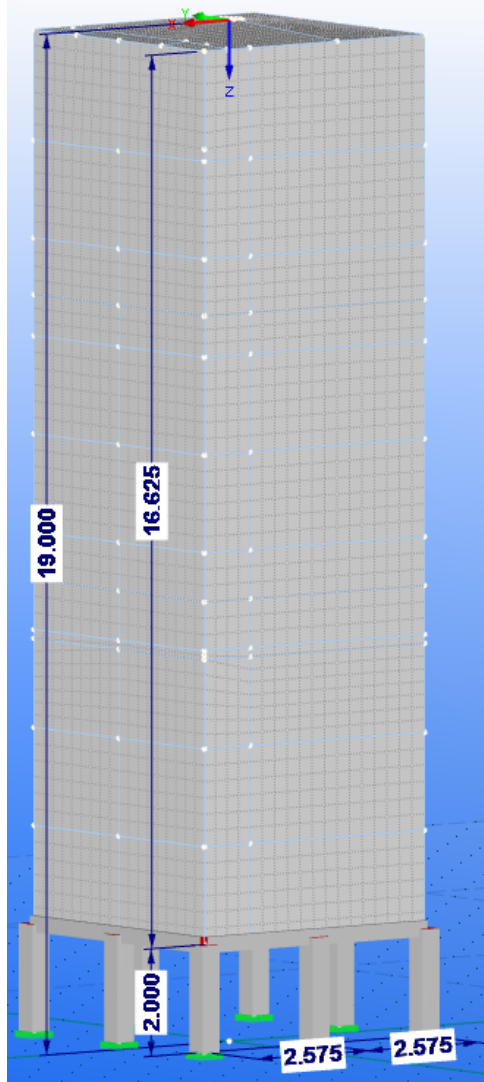


Figure 34 : vue 3D modèle carré Figure 35: Vue 3D modèle circulaire

III.1.4 Evaluation et descente des charges

Le poids propre des éléments est automatiquement calculé par le logiciel RFEM. En utilisant les équations du chapitre deux, les efforts (du maïs ensilé) sur les parois calculer à l'aide d'EXCEL sont importés dans le logiciel RFEM 5. Leurs valeurs ainsi que leurs répartitions sont présentées en détail dans les annexes II. Ces efforts sont traités comme des forces variables pour certains éléments et comme des forces surfaciques pour d'autres. Ensuite, des combinaisons conformes aux critères de l'État Limite Ultime (ELU) et de l'État Limite de Service (ELS) sont effectuées en suivant les équations II.53 et II.54, avec les coefficients respectifs indiqués dans le Tableau 16. Nous avons par la suite effectué une combinaison enveloppe reprenant les combinaisons aux ELUs et aux ELSs. L'angle d'attaque du vent est de 0°.

Tableau 16: Coefficient de combinaison dans les calculs

		CHARGE			
		Poids propre	Matière granulaires	Vent	séisme
Nature de la charge		Permanente	Action variable principale	Variable d'accompagnement	accidentel
Coefficient de combinaison	ELU	1,2	1,5	0,9	-
	ELS	1	0,9	0,9	-
	SISMIQUE	1	0,8	-	1

Toutes les sections suivantes démontreront quel modèle de silo, qu'il soit carré ou cylindrique, présente un comportement satisfaisant, étant donné les paramètres de pré-dimensionnement tels qu'une hauteur de remplissage de 15,3 mètres et un diamètre intérieur de 5 mètres.

III.1.5 Interprétation des résultats de l'étude statique

Cette partie présente les résultats que nous avons trouvés en analysant les deux modèles sous la combinaison enveloppe qui reprend les combinaisons d'actions du vent et de la matière granulaire pendant la phase de remplissage et celle de vidange, aux ELUs et aux ELSs. On rappelle que dans la suite l'axe de la x de la paroi, désigne l'axe angulaire (suivant le périmètre de la paroi) alors que y désigne l'axe radial.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

a. Déplacements U des parois

La résultante des déplacements (U_x , U_y , U_z ,...) pour les deux modèles, sont indiquées à la Figure 36. Sur cette figure on remarque que le déplacement maximal pour le silo carré est de 5,6mm alors que, pour le silo cylindrique il est de 2mm.

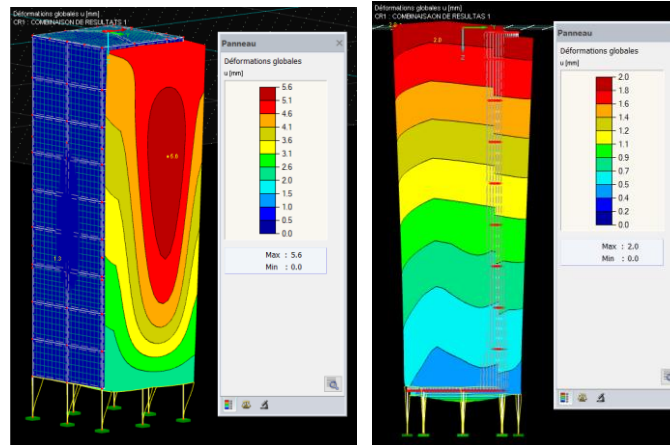


Figure 36: Résultantes des déplacements U:

Il s'observe que le modèle carré se déforme plus que le modèle cylindrique. Pour une même hauteur de remplissage, sous les effets statiques, le silo carré se déforme 2,8 fois plus que le silo cylindrique.

b. Effort intérieurs induit dans les parois de la structure

1. Moments dans les parois

1.1. Moments suivant X

Comme indiquée sur la Figure 37, le moment maximal suivant la direction X de la paroi:

- pour le modèle carré est entre -173,77 et 73,07KNm/m. Les moments maximaux négatifs s'observent dans les coins des parois verticales du silo et jusqu'à atteindre le maximum positif au centre de ce dernier, et à la rencontre des poteaux avec les poutres et les parois du silo.
- pour le modèle cylindrique, est entre -177,12 et 177,12KNm/m. Cette variation s'observe principalement au bas de la paroi verticale. Les moments dans la paroi verticale ont une valeur maximale de 48,31KNm/m à la base de la paroi, alors que les valeurs dans le reste de la paroi sont restées dans l'intervalle de -16,10 et 16,10KNm/m avec une répartition quasi uniforme.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

En conclusion, pour la même hauteur de remplissage, les parois verticales du modèle carré sont 1,5112 fois plus sollicitées dans le sens de la circonférence, que ceux du modèle circulaire.

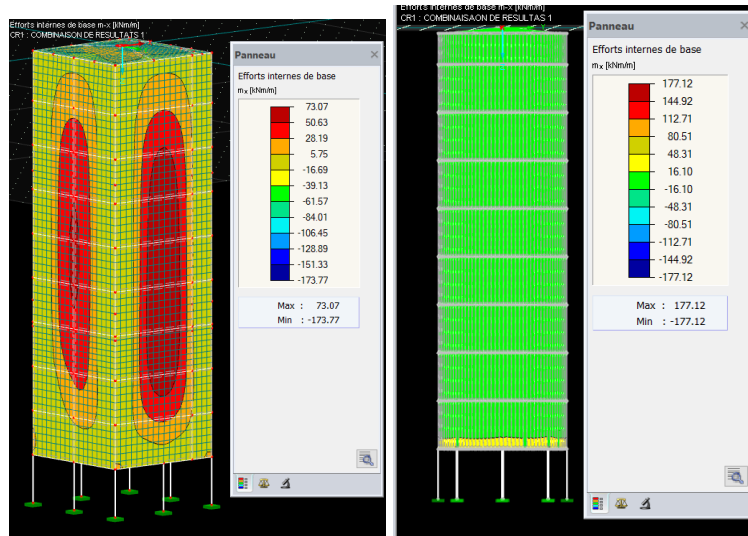


Figure 37: Moment suivant X

1.2. Moments suivant Y

Comme indiquée sur la Figure 38, les moments observés suivant l'axe y du paroi, pour les deux silos ont été :

- **Pour le carré**, de -278,56 à 136,37KNm/m. Le maximum positif est observé sur la paroi du fond (tout autour de l'orifice de vidange et sur les jonctions des poteaux et de la poutre), et le moment dans le reste des parois verticales sont dans l'intervalle de -14,51 et 60,93KN/m².
- **Pour le silo cylindrique**, de -172 à 172KNm/m. Le maximum positif est observé sur la paroi du fond (tout autour de l'orifice de vidange et sur jonction des poteaux et de la poutre). Les moments induits dans le reste de la paroi verticale restent dans l'intervalle de -15,64 à 15,64KNm/m.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

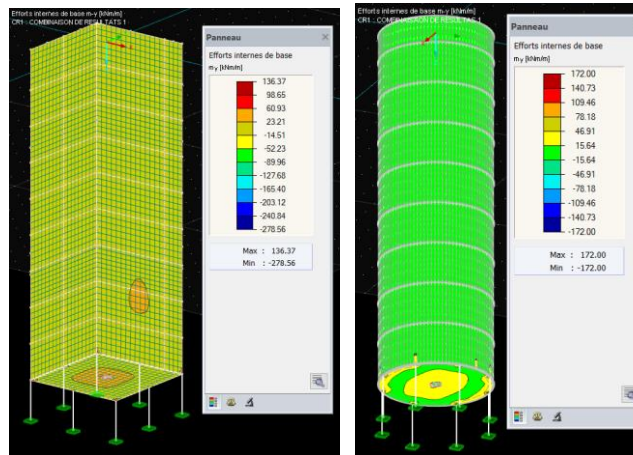


Figure 38: Moment suivant Y

On remarque que, bien que les moments maximaux du modelé circulaire soient supérieurs à ceux du modelé carré, les parois verticales du modèle carré développent un moment maximal de 60,93kNm soit 3,8957fois plus que celui développé par les parois verticales du modèle circulaire qui est de 15,64KNm/m dans la direction radiale.

2. Efforts tranchants

2.1. Efforts tranchant suivant X

Comme indiquée sur la Figure 39, les valeurs maximales de l'effort tranchant suivant X sont pour :

- **Le modèle carré**, de -1385,45 et 707,99KN/m. Les efforts dans la grande partie des parois verticales est entre -53,26 et 137,06KN/m.
- **Le modèle cylindrique**, de -2419,03 et 2419,03KN/m. Les valeurs maximales s'observent au croisement poteau poutre alors que les valeurs dans le reste de la paroi verticale sont dans l'intervalle de -219,31 et 219,31KN/m.

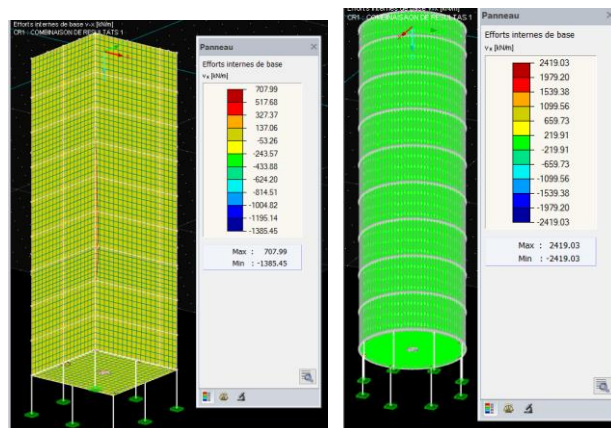


Figure 39: Efforts tranchants suivant X

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Les valeurs des efforts dans les parois verticales sont respectivement de 219,31KN/m et 137,06KN/m pour le modèle circulaires et carré. Cela veut dire que les parois verticales d'un silo circulaire sont 1,6 fois plus sollicitées au cisaillement suivant x que ceux du silo carré.

2.2. Effort tranchant suivant y

Comme indiqué sur la Figure 40, les valeurs maximales de l'effort tranchant suivant y sont:

- de -1833,4 et 623,8KN/m pour le **modèle carré**. Les plus grands efforts sont observés dans les coins inferieur du silo au croisement des poteaux et des poutres. Les efforts dans les reste de la paroi sont dans l'intervalle de -46,92 et 176,61KN/m.
- de -2134,03 et 2134,03KN/m pour le **modèle cylindrique**. Les valeurs maximales s'observent au pieds du modèle, au croisement des poteaux et des poutres. L'effort tranchant dans la paroi verticale est dans l'intervalle de-194 et 194KN/m avec une répartition quasi uniforme.

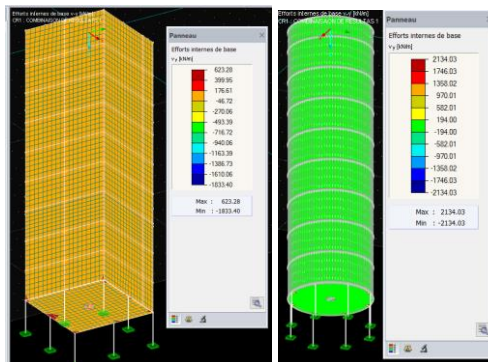


Figure 40: Efforts tranchants suivant Y

Les valeurs maximales des efforts suivant l'axe radial des parois verticales sont respectivement de 194KN/m et 176,61KN/m pour le modèle circulaires et carré. Cela veut dire que les parois verticales d'un silo circulaire sont 1,098 fois plus sollicitées au cisaillement que ceux d'un silo carré.

c. Efforts intérieurs induit dans les poutres et poteaux des modèles

Intéressons-nous maintenant aux efforts induits dans les poutres et poteaux qui supportent les deux modèles. Les Tableau 17 et Tableau 18 donnent les valeurs maximales observées dans les poutres les plus chargées des modèles carré et circulaire.

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

Tableau 17: Efforts dans la poutre la plus chargée du modèle carré

Barre n°	Position x [m]		Forces [kN]			Moments [kNm]		
			N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z
1	0,000	max	0,00	0,00	149,75	14,39	0,00	0,00
		min	-46,05	-37,17	0,00	0,00	-23,30	-2,62
	1,060	max	17,15	2,36	0,00	0,00	1,14	0,11
		min	0,00	0,00	-5,51	-0,76	0,00	0,00

Tableau 18: Efforts dans la poutres la plus chargée du modèle circulaire

Barre n°	Position x [m]		Forces [kN]			Moments [kNm]		
			N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z
88	0,000	max	50,29	7,40	125,67	2,16	6,93	0,22
		min	-50,29	-7,40	-125,67	-2,16	-6,93	-0,22
	0,081	max	97,79	14,43	277,40	7,08	22,90	0,39
		min	-97,79	-14,43	-277,40	-7,08	-22,90	-0,39
	0,162	max	51,44	6,81	129,98	2,47	7,04	0,16
		min	-51,44	-6,81	-129,98	-2,47	-7,04	-0,16

Les poutres étant des structures essentiellement fléchis, on remarque, dans les tableaux ci-haut que les valeurs maximales (en valeurs absolues) des moments de la poutre du modèle carré, sont supérieure à celui du modelé circulaire ; bien que les efforts soient plus concentrés pour le modèle circulaire.

Le Tableau 19 et le Tableau 20 montrent les valeurs maximales des efforts observés dans les poteaux soutenant les poutres des deux modèles.

Tableau 19: Efforts dans le poteau le plus chargé du modèle carré

Barre n°	Position x [m]		Forces [kN]			Moments [kNm]		
			N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z
16	0,000	Max	0,00	140,94	54,45	0,01	0,00	156,21
		Min	-1267,91	0,00	0,00	-1,09	-53,04	0,00
	2,000	Max	0,00	141,50	54,38	0,01	56,63	0,00
		Min	-1258,09	0,00	0,00	-1,09	0,00	-128,39

Tableau 20: Efforts dans le poteau le plus chargé du modèle circulaire

Barre n°	Position x [m]		Forces [kN]			Moments [kNm]		
			N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z
119	0,000	Max	654,37	15,70	21,55	0,02	19,49	18,17
		Min	-654,37	-15,70	-21,55	-0,02	-19,49	-18,17
	2,000	Max	644,79	15,75	21,51	0,02	23,74	13,40
		Min	-644,79	-15,75	-21,51	-0,02	-23,74	-13,40

De ces deux tableaux ci-haut, on remarque que les efforts repris par le poteau du modèle carré sont supérieurs à ceux du poteau du modèle circulaire. Les poteaux étant des

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

structures généralement à efforts normales, on remarque que l'effort normal du poteau du modèle carré est près de deux fois supérieur à celui du modèle circulaire.

d. Conclusion de l'analyse statique

En définitive, du point de vue sollicitation statique (grains et vent inclus), le silo cylindrique est plus favorable que le silo carré. Son avantage réside dans les faits que les parois verticales du silo carré :

- se déforme 2,8 fois plus que le silo circulaire ;
- sont près de 1,5112 fois plus sollicités en flexion suivant l'axe du périmètre, et 3,8957 fois sollicités que celui de silos circulaire, dans le sens radiale.

Les parois du modèle circulaires sont 1,6 fois plus sollicitées au cisaillement que ceux des modèles carrés suivant le périmètre, et 1,08 fois plus suivant l'axe radial.

Après analyses aux états limites, les dimensions des parois adoptées au pré-dimensionnement se sont avérées insuffisantes pour résister aux effets du vent et matières granulaires. Nous avons donc procédé à plusieurs itérations afin de déterminer les dimensions optimales. Nous nous sommes focalisé sur le modèle carré, qui s'avère être le modèle le plus sollicité, et après les itérations, une paroi de 30cm d'épaisseurs en béton C25/30 avec des armatures FeE500 de classe A, a vérifié les conditions de résistances aux ELUs et aux ELSs. Ces dimensions ont servi de base pour les analyses sismiques dont les résultats sont présentés dans la partie qui suit.

III.2 PRESENTATION ET ANALYSE DE RESULTAT DE L'ETUDE DYNAMIQUE

Dans cette section le souci est de montrer comment les structures ont réagis sous simulation d'un tremblement de terre. Les efforts agissants sont combinés suivant l'équation II.55, en considérant que le tremblement survient en phase de remplissage, de vidange et lorsque les silos sont vides. Les efforts ainsi combinés sont, comme pour le cas précédent, introduits dans le logiciel RFEM. Les analyses sont faites pour les combinaisons avec un PGA de 0,29, une accélération de la pesanteur de 10m/s² et un spectre de type 1 de l'eurocode, dont les données paramétriques sont reprises dans le Tableau 13.

III.2.1 Spectre utilisé

Le spectre du séisme utilisé est celui qui est donné dans l'eurocode 8. Il est aussi repris au chapitre II de ce travail. Après l'introduction des paramètres relatifs au type de sol et importance de la structure, le logiciel a calculé les abscisses du spectre et a généré le spectre

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

repris à la Figure 41. Les paramètres introduits et les valeurs calculées par le logiciel sont repris dans le Tableau 21.

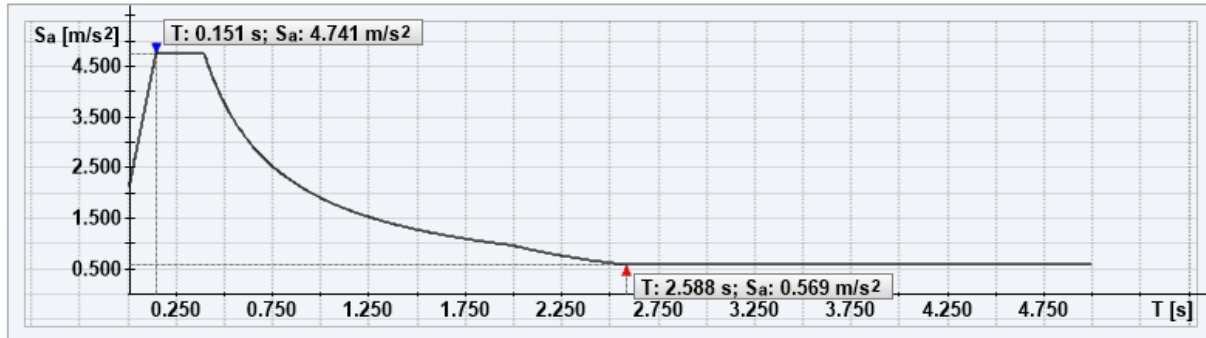


Figure 41: Spectre d'accélération utilisé

Tableau 21: Paramètres du spectre de calcul

PARAMETRE DU SPECTRE	Symbole	Valeur	Unité
Type de spectre		Spectre de calc. Pour le calc. lin.	
Type de spectre		1	
Direction du spectre		Spectre horizontal	
Action sismique			
Valeur limite de l'accélération de référence de sol	a_{gR}	2,9	[m/s ²]
Facteur d'importance	γ_I	1,0	
Accélération de calcul de sol	a_g	2,9	[m/s ²]
Paramètre pour la description du spectre de réponse			
Type de sol		A	
Facteur de sol	S	1,000	[-]
Limite inf. de la zone de l'accélération spectrale constante (horizontale)	T_{B-H}	0,150	[s]
Limite sup. de la zone de l'accélération spectrale constante (horizontale)	T_{C-H}	0,400	[s]
Valeur définissant le début de l'aire de déplacement constant du spectre (horizontal)	T_{D-H}	2,000	[s]
Facteurs			
Facteur de ductilité	Q	1,500	[-]
Valeur limite pour le spectre de calcul horizontal	B	0,200	[-]

III.2.2 Modélisation des masses et analyse modale

. La modélisation des masses stockées a été réalisée en utilisant un logiciel qui a converti les effets de la charge sismique agissant sur la structure en masses équivalentes. Pour les deux modèles, nous avons pris en compte les masses lorsqu'elles sont au maximum (au remplissage et à la vidange) et lorsque le silo est complètement vide. Ensuite, nous avons effectué une combinaison de ces masses en prenant en considération les trois scénarios.

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

Afin d'avoir des résultats fiables (c'est-à-dire ceux dont la masse effective est supérieure ou égale à 90%), il a fallu extraire 10 modes pour le silo carré et 8 pour le silo cylindrique. Les résultats (fréquences, périodes, les masses cumulées et les masses modales effectives) de l'analyse modale pour les deux modèles, sont repris dans les tableaux 20, 21, 22 et 23 qui suivent.

a. FREQUENCES PROPRES

Tableau 22: fréquences propres du modèle carré

Mode n°	Valeur propre λ [1/s ²]	Fréquence angulaire ω [rad/s]	Fréquence propre f [Hz]	Période propre T [s]
1	77.847	8.823	1.404	0.712
2	77.940	8.828	1.405	0.712
3	155.584	12.473	1.985	0.504
4	686.246	26.196	4.169	0.240
5	692.334	26.312	4.188	0.239
6	1154.683	33.981	5.408	0.185
7	1914.464	43.755	6.964	0.144
8	1978.108	44.476	7.079	0.141
9	2851.724	53.402	8.499	0.118
10	3204.241	56.606	9.009	0.111

Tableau 23: fréquences propres du modèle circulaire

Mode n°	Valeur propre λ [1/s ²]	Fréquence angulaire ω [rad/s]	Fréquence propre f [Hz]	Période propre T [s]
1	239.398	15.472	2.463	0.406
2	239.693	15.482	2.464	0.406
3	599.872	24.492	3.898	0.257
4	1948.028	44.136	7.025	0.142
5	1954.095	44.205	7.035	0.142
6	6328.819	79.554	12.661	0.079
7	6897.585	83.052	13.218	0.076
8	10301.361	101.496	16.154	0.062

b. FACTEUR DE MASSE MODALE EFFECTIVES

Tableau 24: Facteur de masse modale effectives du modèle carré

Mode n°	Masse mod M _i [kg]	Masse modale effective						Facteur de masse modale effective		
		m _{eX} [kg]	m _{eY} [kg]	m _{eZ} [kg]	m _{eX} [kg.m ²]	m _{eY} [kg.m ²]	m _{eZ} [kg.m ²]	f _{meX} [-]	f _{meY} [-]	f _{meZ} [-]
1	1749966.29	15791.51	3340091.05	15.26	7802577.95	37471.37	358.19	0.004	0.919	0.000
2	1735240.50	3339828.32	15826.22	3.06	36610.49	7770282.84	5285.25	0.919	0.004	0.000
3	2068417.70	455.01	7.18	0.00	8854.51	13423.70	30548325.11	0.000	0.000	0.000
4	1491679.96	0.39	264198.69	291.94	91945064.69	128.45	399.69	0.000	0.073	0.000
5	1493995.63	264821.95	0.07	24.45	26.14	91849864.91	1037.44	0.073	0.000	0.000
6	798367.45	19.67	51.87	0.03	6851.62	5453.24	1.91	0.000	0.000	0.000
7	1420188.92	2.29	0.73	25.97	286.02	485.35	12.90	0.000	0.000	0.000
8	769975.51	15.37	30.66	0.01	11981.26	3818.55	0.81	0.000	0.000	0.000
9	1608791.55	0.04	0.01	3555321.21	6279.73	623.77	0.00	0.000	0.000	0.978
10	297307.41	0.05	3465.47	65.77	525040.73	24.97	1.69	0.000	0.001	0.000
Somme	13433930.92	3620934.60	3623671.94	3555747.69	100343573.14	99681577.14	30555422.98	0.996	0.997	0.978

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Tableau 25: Facteur de masse modale effectives du modelés circulaire

Mode n°	Masse mod M _i [kg]	Masse modale effective						Facteur de masse modale effective		
		m _{ex} [kg]	m _{ey} [kg]	m _{ez} [kg]	m _{ex} [kg.m ²]	m _{ey} [kg.m ²]	m _{ez} [kg.m ²]	f _{mex} [-]	f _{mey} [-]	f _{mez} [-]
1	380123.80	729059.04	86508.42	5.51	531524.18	4485804.67	6000.19	0.759	0.090	0.000
2	385761.46	86460.21	728616.22	41.11	4524708.71	536583.20	359.39	0.090	0.758	0.000
3	647443.88	470.32	1.13	0.02	1643.67	20480.52	5608229.54	0.000	0.000	0.000
4	471878.27	132533.53	3533.68	5.71	712056.74	27012830.07	2519.59	0.138	0.004	0.000
5	474851.96	3457.87	133304.59	408.38	26918092.76	706007.44	387.10	0.004	0.139	0.000
6	243236.05	12.36	14.17	0.09	1532.90	1428.09	1.42	0.000	0.000	0.000
7	220230.73	3.96	27.80	2.86	3260.21	540.37	10.00	0.000	0.000	0.000
8	154626.72	0.08	2.13	868489.49	14893.28	39.75	0.00	0.000	0.000	0.904
Somme	2978152.88	951997.36	952008.15	868953.16	32707712.47	32763714.10	5617507.23	0.991	0.991	0.905

III.2.3 Analyse des réponses des structures au séisme.

Dans cette section, sont présentés suivant la combinaisons enveloppe reprenant les effets du séisme des différent directions d'excitation et sous combinaison CQC :

1. Les résultantes de déplacements des deux modèles ;
2. Les efforts interne (moments, efforts tranchants) induits dans les parois ;
3. Les efforts internes maximaux dans les barres (poutres et poteaux) d'appuis.

III.2.3.1 Déplacements U

Comme la Figure 42 ci-dessous l'indique, sous l'effet du tremblement de terre, les parois du modelé carrée se déplacent d'une valeur maximale de 66mm alors que ceux du modèle circulaire se déplacent d'une valeur maximale de 39,1mm. Le déplacement des parois du modèle care est donc 1,688 fois supérieur à celui du modèle circulaire.

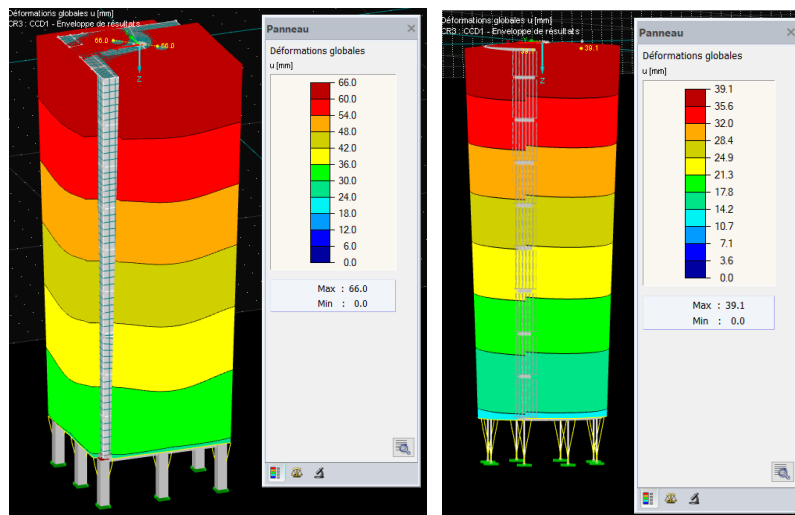


Figure 42: Déplacement U sous l'effet d'un séisme

III.2.3.2 Efforts intérieurs dans les parois des modèles

Cette partie présente les résultats des moments et des efforts tranchants observés sur les deux modèles.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

1. Moments

a. Moments induits suivant la direction x de la paroi.

Les moments induits dans le sens de X de la paroi sont indiqués à la Figure 43. Sur la figure on lit les valeurs maximales suivante :

- -1928,33 et 1928,33KNm/m pour le **modèle carré**. Ces valeurs extrêmes s'observent sur la paroi de fond, au croisement entre les poteaux et les poutres. Le moment dans le reste de parois (verticales et horizontales), sont dans l'intervalles de -175 à 175KNm/m.
- -1935,56 et 1935,56Nm/m pour le **modèle cylindrique**. Ces valeurs s'observent principalement au pieds du silo (au croisement entre poteaux, poutres et paroi), les moments dans le reste de la paroi verticale est dans l'intervalle de -175,96 à 175,96KNm/m.

On remarque que le moment sous l'effet d'un tremblement de terre, dans la direction x de la paroi, est légèrement plus grand pour le modèle circulaire que pour le modèle carré.

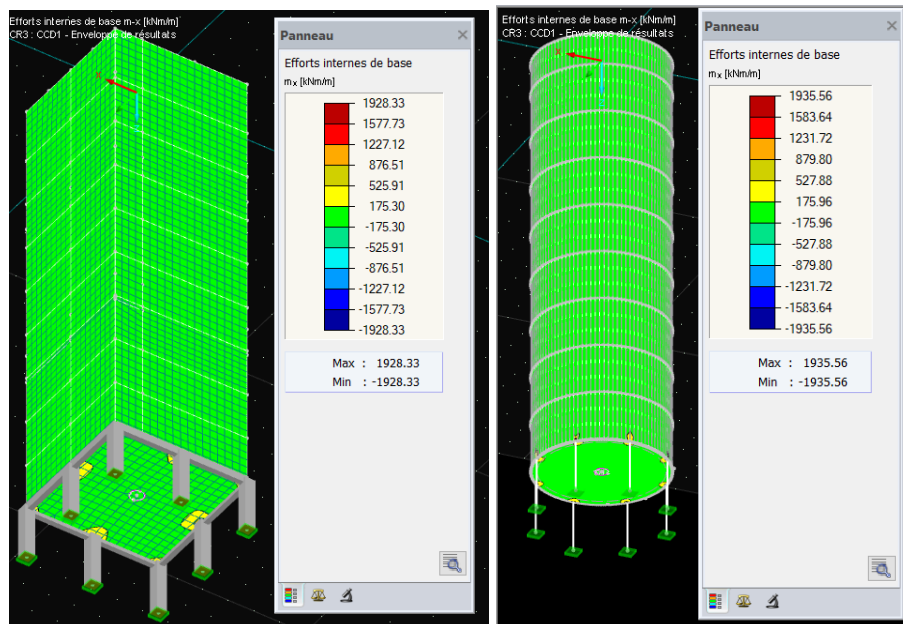


Figure 43: Moment suivant X sous l'effet d'un séisme

b. Moment induits suivant la direction y de la paroi

La Figure 44 montre les moments induits suivant la direction Y des parois sous l'effet d'un tremblement de terre.

- Pour le **modèle carré**, le moment induit suivant la direction y de la paroi varie de -1885,92 à 1885,92KNm/m avec des zones de concentration maximales au croisement

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

de poteau, poutres et parois. Les moments dans le reste des parois sont dans l'intervalle de -171,45 à 171,45KNm/m.

- Pour le modelé cylindrique, le moment induit dans la direction Y de la paroi varie entre -2182,71 et 2182,71KNm/m. les efforts sont plus concentrés au pied du modelé (croisement poteau, poutre et parois). Dans le reste de la paroi verticale, les moments sont dans l'intervalle de -198,43 à 198,43KNm/m.

On constate que les moments suivant l'axe y (l'axe radiale) des parois sont plus grands pour le modèle cylindrique. Les parois du modèle cylindrique sont 1,157 fois plus sollicitées que ceux du modèle carré.

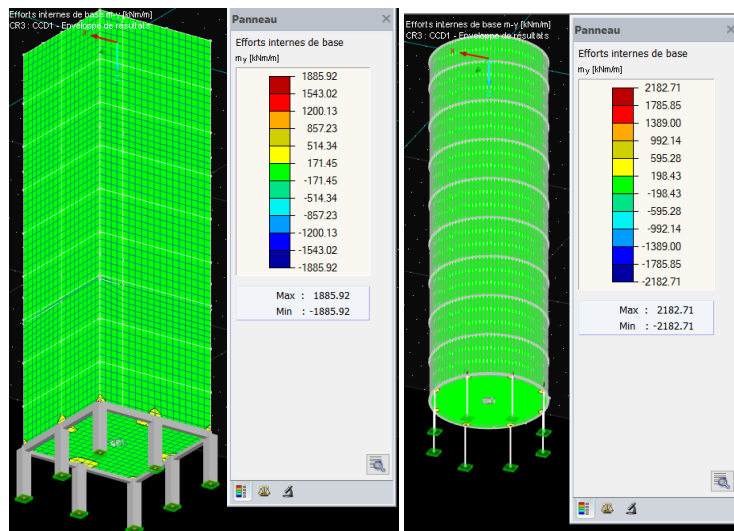


Figure 44: Moment suivant Y sous l'effet d'un séisme

2. Effort tranchant

a. Effort tranchant dans la direction X de la paroi.

Sur la Figure 45, on constate que l'effort tranchant suivant la direction X de la paroi est max au croisement entre les poteaux, poutres et parois ; pour les deux modelés. Pour le modèle carré, les valeurs maximales observées sont de -13272,15 et 13273,15kN/m. Dans le reste des parois, l'effort tranchant est entre -1206,65 et 1206,65KN/m. Pour le modèle cylindrique, les valeurs maximales sont de -13783,23 et 13783,23KN/m. La distribution des efforts dans le reste des parois est constante et restreint à de valeurs maximales allant de -1253,07 à 1253,07kN/m.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

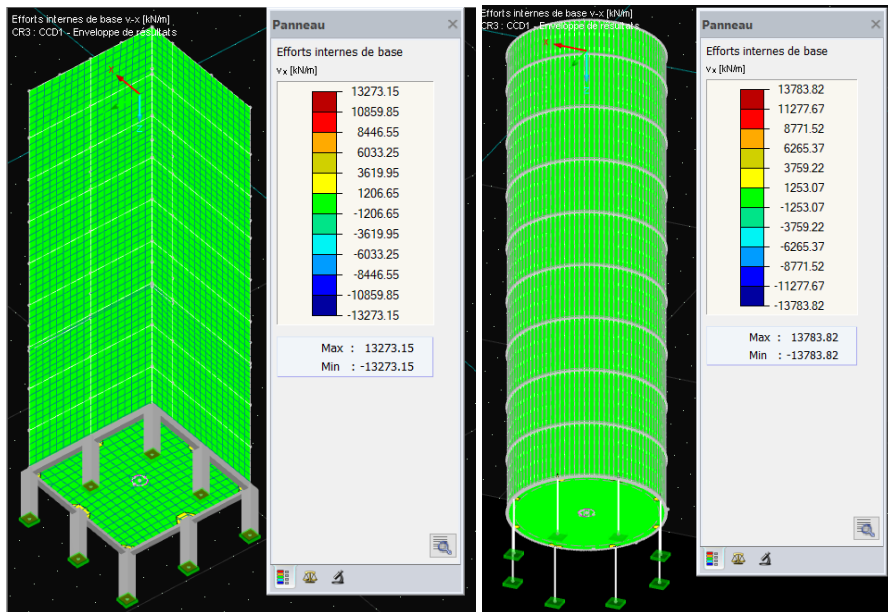


Figure 45: Effort tranchant suivant X sous l'effet d'un séisme

b. Effort tranchant dans la direction Y de la paroi

Sur la Figure 46, on remarque que l'effort tranchant suivant la direction Y de la paroi est max aux croisement entre les poteaux, poutres et parois ; pour les deux modèles.

Pour le modèle carré, les valeurs maximales observées sont de -12967,77 et 12967,77kN/m. Dans le reste des parois, l'effort tranchant suivant x est entre -1178,89 et 11178,89kN/m.

Pour le modèle cylindrique, les valeurs maximales sont de -11345,32 et 111345,32kN/m. dans le reste de parois, la distribution des efforts est constante et restreint à de valeurs maximales allant de -1031,39 à 1031,39kN/m.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

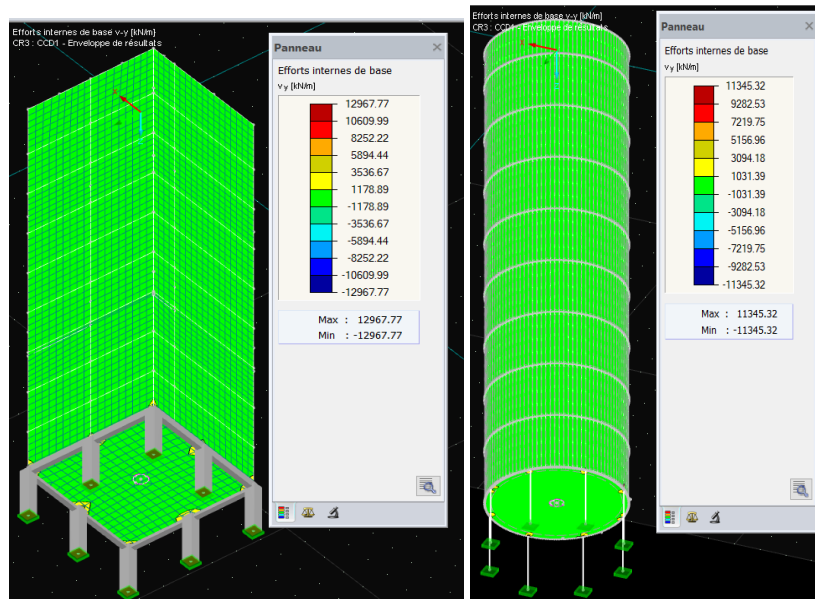


Figure 46: Efforts tranchants suivant Y sous l'effet d'un séisme

III.2.3.3 Efforts intérieurs dans les barres les plus chargées des modèles

Intéressons-nous maintenant aux efforts induits dans les poutres et poteaux qui supportent les deux modèles sous les effets du tremblement de terre. Les Tableaux 26 et 25 donnent les valeurs maximales observées dans les poutres les plus chargées des modèles carré et circulaire.

Tableau 26: efforts intérieurs dans la poutre la plus chargée du modèle carré sous l'effet d'un tremblement de terre

Barre n°	Position x [m]		Forces [kN]			Moments [kNm]		
			N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z
4	0,000	max	788,04	212,64	1177,79	86,84	274,15	15,32
		Min	-788,04	-212,64	-1177,79	-86,84	-274,15	-15,32
	2,575	max	1146,87	270,09	1801,92	117,94	372,44	20,63
		Min	1146,87	-270,09	-1801,92	-117,94	-372,44	-20,63

Tableau 27: efforts intérieurs dans la poutre la plus chargée du modèle circulaire sous l'effet d'un tremblement de terre

Barre n°	Position x [m]		Forces [kN]			Moments [kNm]		
			N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z
1	0,000	Max	668,12	295,45	1182,89	104,10	220,07	3,03
		Min	-668,12	-295,45	-1182,89	-104,10	-220,07	-3,03
	0,081	Max	427,70	157,59	657,71	45,42	117,37	2,65
		Min	-427,70	-157,59	-657,71	-45,42	-117,37	-2,65
	0,162	Max	307,10	89,43	377,70	20,20	64,75	1,10
		Min	-307,10	-89,43	-377,70	-20,20	-64,75	-1,10

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Les poutres étant des structures essentiellement fléchies, on remarque, dans les tableaux ci-haut que les valeurs maximales des moments de la poutre du modèle carré, sont supérieures à celui du modèle circulaire.

Les Tableau 28 et Tableau 29 qui suivent montrent les valeurs maximales des efforts observés dans les poteaux soutenant les poutres des deux modèles.

Tableau 28: efforts intérieurs dans le poteau le plus chargée du modèle carré sous l'effet du tremblement de terre

Barre n°	Position x [m]		Forces [kN]			Moments [kNm]		
			N	V _y	V _z	M _r	M _y	M _z
16	0,000	max	7993,55	1254,60	1260,45	4,29	1437,45	1431,29
		Min	-7993,55	-1254,60	-1260,45	-4,29	-1437,45	-1431,29
	2,000	max	7992,82	1251,68	1257,57	4,29	1083,36	1077,86
		Min	-7992,82	-1251,68	-1257,57	-4,29	-1083,36	-1077,86

Tableau 29: effort intérieurs dans le poteau le plus chargée du modèle circulaire sous l'effet du tremblement de terre

Barre n°	Position x [m]		Forces [kN]			Moments [kNm]		
			N	V _y	V _z	M _r	M _y	M _z
119	0,000	max	3683,33	584,24	522,74	3,10	617,67	658,72
		min	-3683,33	-584,24	-522,74	-3,10	-617,67	-658,72
	2,000	max	3682,90	580,05	518,75	3,10	425,51	507,31
		min	-3682,90	-580,05	-518,75	-3,10	-425,51	-507,31

De deux tableaux ci-haut, on constate que les efforts repris par le poteau du modèle carré sont supérieurs à ceux du poteau du modèle circulaire. Les poteaux étant des structures généralement à efforts normales, on remarque que l'effort normal du poteau du modèle carré est près de deux fois supérieur à celui du modèle circulaire.

III.2.3.3 Conclusion de l'analyse dynamique

Pour conclure cette analyse du point de vue effort tranchant, rappelons que nous avons remarqués que :

4. Le moment suivant X est presque identique pour les deux modèles alors que, le moment suivant l'axe radial du modèle circulaire est 1,15 fois supérieur à celui du modèle carré.
5. L'effort tranchant suivant X du modèle circulaire est 1,038fois supérieur que celui du modèle carré alors que, l'effort tranchant suivant Y (l'axe radial) du modèle carré est 1,143 fois supérieur à celui du modèle circulaire.

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

6. Suite à sa forme, le modèle circulaire se déforme 1,688 fois moins que le modèle carré.

III.3 COMPARAISONS DES ARMATURES REQUISES POUR LE FERRAILLAGES DES PAROIS VERTICALES.

Les parois verticales représentent l'élément central d'un silo et, par conséquent, il est essentiel de comprendre leur renforcement. Ce paragraphe vise à comparer les besoins en armatures pour les parois de deux modèles soumises à des charges statiques et dynamiques combinées. Sous ces contraintes, les exigences (en termes d'ULS, SLS et espacement minimal) ont été vérifiées par une paroi en béton C35/45 d'une épaisseur de 30 cm. Le Tableau 30 ci-dessous présente les sections d'armatures longitudinales requises calculées à l'aide du logiciel, ainsi que les propositions de armatures de renforcement basées sur le diagramme de l'Annexe 5.

Dans ce tableau :

- Le chiffre 1 et 2 désigne le numéro de la nappe d'armatures, 1 étant la nappe intérieure ;
- Le signe « + » et « - » désigne la disposition des armatures dans la nappe, « - » pour les armatures horizontales et « + » pour les armatures verticales.

On utilise le béton C35/45 et les armatures FeE500 haute adhérence de classe B. L'épaisseur de la paroi est de 30cm.

Ces armatures peuvent être disposées comme indiqué en ANNEXE 6 et ANNEXE 7.

Tableau 30: Armatures de ferrailage

Modélé	Position	a _s min en Cm ² /m	a _s max en cm ² /m	Armatures proposées/m
Carré	1,-	3	83,76	11HA32
	1,+	3	135,12	11HA40
	2,-	1,5	134,11	11HA40
	2,+	1,57	92,17	12HA32
circulaire	1,-	3	77,63	16HA25
	1,+	3	77,88	16HA25
	2,-	1,5	78,32	16HA25
	2,+	1,5	73,13	15HA25

Si on se réfère aux valeurs maximales des sections d'armatures requises (en cm²/m) reprises dans le tableau ci- dessus, on remarque que le ferrailage des parois du modèle carré

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

nécessite 1,7252 fois plus d'armatures que celui du modèle cylindrique. On remarque aussi que la distribution des armatures sur différentes nappes et directions est quasi identique pour toutes les couches et directions du modèle circulaire alors que cela n'est pas le cas pour le modèle carré. Cela signifie que le ferrailage et la disposition des couches d'armatures d'un silo carré exigent plus de vigilance que pour un silo circulaire.

III.4 COMPARAISON DE SECTIONS DES BARRES NECESSAIRES POUR LE SUPPORT DES MODELES

Comme indiquée aux Figure 34 et Figure 345, les modèles sont supportés par des poteaux et des poutres qui sont disposés tel que repris en ANNEXE 4. Au début, nous avons choisis des poteaux de 40x40cm et des poutres de 20x30cm comme support pour les deux modèles. A la suite des analyses sous chargement statique et dynamiques combinés, ces dimensions se sont avérées insuffisantes. Les dimensions optimales des poteaux et des poutres obtenues ainsi que les armatures longitudinales requise pour leurs ferrailage avec un béton C35/45 et des aciers haute adhérence Fee500 de classe B, sont repris dans le Tableau 31 qui suit :

Tableau 31: dimensions optimales des barres et leurs ferrailage

Modèle	Poteau		Poutre	
	Section en cm	Armatures requises	Section en cm	Armatures requises
Carré	900x900	48HA28	716/1057	20HA20
Circulaire	800x800	28HA25	628/925	26HA16

Ce tableau nous renseigne sur les sections des éléments de support de modèle. On remarque aisément que les éléments (poteaux et poutres) qui supportent le modèle carré sont plus grands que ceux du modèle circulaire. Le ferrailage des poutres indiqué aux figure aux ANNEXES 8 et 9.

III.5 CONCLUSION PARTIELLE

Dès la littérature du premier chapitre en passant par la méthodologie du second chapitre, ce chapitre s'est articulé à l'application, la présentation, et l'interprétation des résultats de l'analyse statique et dynamique des modèles. Ces résultats ont été trouvés grâce au logiciel RFEM 5.30. Les observations faites sur les déformations, moments, efforts tranchants et armatures, pour les deux modèles ont été simultanément présentées, commentées et comparées.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail a visé l'examen en profondeur de la structure des silos en béton armé, tant carrés que cylindriques, utilisés pour le stockage de 300 m³ de maïs dans la ville de Goma. Notre objectif a été de mieux comprendre la manière dont ces silos réagissent aux différentes forces exercées par la matière ensilée, les vents, ainsi que les tremblements de terre. L'objectif ultime est de déterminer quelle forme présente le comportement structurel optimal.

Afin d'arriver à bon port, ce travail s'est articulé en 3 chapitres. Le premier a donné une compréhension générale des silos et du milieu granulaire, le second a présenté les différentes méthodes utilisées pour faire les analyses du chapitre 3.

Les critères de comparaison entre une structure et une autre pouvant être nombreuses, ce travail s'est limité à faire l'analyse de déformations, des moments et d'effort tranchant induit dans les parois de silos sous chargement statique et dynamique ; en fixant une même hauteur de remplissage et une même dimension transversale pour les deux modèles.

Les simulations effectuées en fonction de la norme EUROCODE et au moyen du logiciel RFEM conduisent aux conclusions suivantes :

- Sous les effets combinés du **vent et de la matière granulaire ensilée** (le maïs pour ce cas d'étude) :
 1. Le silo carré est 2,8 fois plus déformables que le silo cylindrique,
 2. Le silo carré est 1,5112 fois plus sollicité en flexion suivant l'axe du périmètre et 3,8957 fois plus suivant l'axe radial qu'un silo cylindrique.
- Sous l'**effet d'un tremblement de terre** :
 1. le silo carré se déforme 1,688 fois plus qu'un silo cylindrique,
 2. le silo carré est 1,57 fois plus sollicité en flexion suivant l'axe radial des parois qu'un silo cylindrique. Le moment de flexion suivant l'axe du périmètre est presque identique pour les deux modèles.
 3. Du point de vue sollicitations en cisaillement ;
 - Suivant l'axe radial de la paroi (y), l'effort tranchant du modèle carré est 1,143fois supérieur que celui du modèle circulaire.
 - Suivant l'axe du périmètre, l'effort du modèle circulaire est 1,038 fois supérieur à celui du modèle carré.
- Du point de vue **armatures**

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Pour que le silo résiste en sécurité aux effets de tremblement de terre et du chargement statique combinés, le ferrailage des parois du modèle carré nécessite 1,7252 plus d'armatures que ceux du modèle circulaire

Ce travail n'a pas la prétention d'avoir traité tout ce qu'il y a à savoir sur les silos.

Afin d'approfondir la thématique, des travaux allant dans le sens de :

- Faire une analyse de l'apport des raidisseurs sur le comportement de structurel des silos,
- Faire une comparaison entre les études sous les normes BAEL, BPL, et Eurocodes,
- Faire une comparaison structurale entre d'autres formes parmi ceux de la panoplie de l'eurocode ;
- Faire l'études d'une forme de silo sous l'effet d'une explosion ou en considérant les effets induit sur la structure par les autres éléments d'un site de stockage ;
- Caractériser les produits agricoles locaux afin de compléter la bibliothèque de l'eurocode qui est essentiellement européenne ;
- Faire une étude technico-économique entre un silo tour et un silo horizontal ;

pourraient s'avérer très utiles.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

Bibliographie

- [1] Nations Unies, Département des affaires économiques et sociales, «La population mondiale atteindra 8 milliards le 15 novembre 2022,» new york, 2022.
- [2] SILOS CORDOBA, «Storing grain to reduce post harvest losses and protect its quality,» cordoba / Espagne, 2014.
- [3] P. J. N. M. F. M. W. Prof. Antoine Bily BOLAKONGA ILYE, LES FILIERES AGRICOLES EN REPUBLIQUE DEMOCRATIQUE DU CONGO :Maïs, riz, bananes plantains et pêche, Kinshasa, octobre 2017, pp. 185-187.
- [4] S. N. SABER Randa, Conception et calcul d'un silo en béton armé (mémoire), Guelma: 'Université 08 Mai 1945 de Guelma, Octobre 2020, p. 3.
- [5] L. LOUETRI, CONTRIBUTION A LA MODELISATION NUMERIQUE -Evaluation numérique du chargement de la matière ensilée sur les parois, Annaba/Algérie: UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA, 2009, pp. 4-6.
- [6] O. Pouliquen, *LE MILLIEUX GRANULAIRES entre fluide et solide*, 2001.
- [7] SYNDICAT NATIONAL DU BETON ARME ET DE TECHNIQUE INDUSTRIALISEES, «REGLES PROFESSIONELLES DE CONCEPTION ET CALCUL DE SILOS EN BETON ARME OU PRECONTRAIINT,» *ANNALES de L'institut technique du bâtiment et des travaux publique*, pp. 7-11, juillet-aout 1986.
- [8] L. Dahmani, *CALCUL ET CONCEPTION DES SILOS ET RESERVOIRS METALLIQUES*, TIZI OUZOU: UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU, 2017, pp. 38-41.
- [9] S. HACINI, ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN SILO, batna: Université ELHadj Lakhdar Batna, 2016, p. 1.
- [10] F. N. a. M. Yakhchalian, «SEISMIC BEHAVIOR OF SILOS WITH DIFFERENT HEIGHT TO DIAMETER» *IJE Transactions B: Applications*, vol. 25, n° 11, p. 2, February 2012.
- [11] H. Boehm, «Les silos 3-la géométrie,» *métalétech*, p. é, aout 2020.
- [12] ISBA TP, *CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DES SILOS EN BÉTON ARMÉ ET EN BÉTON PRÉCONTRAIINT (BAEL - BPEL91)*, 2006-2007.
- [13] alamy, [En ligne]. Available: www.alamyimages.fr/ancien-silo-de-stockage. [Accès le 1 juin 2023].

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

- [14] 123RF, [En ligne]. Available: fr.123rf.com/photo. [Accès le 1 juin 2023].
- [15] INSPECTION GENERALE DE L'ENVIRONNEMENT, «LA REGLEMENTATION APPLICABLE AUX SILOS,» Paris, 2003.
- [16] FATTORI Srl, [En ligne]. Available: www.gffattori.fr/inilati/silos-cemento-oorizzontali. [Accès le 1 juin 2023].
- [17] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Eurocode 1 - Actions on structures - Part 4: Silos and tanks, Bruxelles, 2006, pp. 40-60.
- [18] R. G. N.E. ABRIAK, «Ecoulement d'un matériau granulaire à travers un orifice : effet de paroi,» *REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE*, pp. 57-61, decembre 1992.
- [19] COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), «part 1-1: General rules and rules for buildings,» chez *Eurocode 2: Design of concrete structures*, buxelles, 2004, pp. 130-133, 205-207.
- [20] J.-C. R. A. KHELIL, « spécification des charges et des écoulements,» *REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE*, pp. 12-19, juillet 1990.
- [21] MINISTERE DE L'ECOLOGIE/ FRANCE, Guide de l'etat de l'art sur les silos, version 3, paris, 2008, pp. 20-40.
- [22] Le monde, « Explosion à beyrouth,» [En ligne]. Available: www.lemonde.fr/international/a-beyrouth-l-effondrement-de-silos-a-grains. [Accès le 1 juin 2023].
- [23] Wkipedia, « Goma, » [En ligne]. Available: fr.m.wikipedia.org/wiki/goma. [Accès le 19 aout 2023].
- [24] J. B. KARUMBA, *De l'opportunité du développement du tourisme au Nord-Kivu. Cas de la ville de Goma*, Goma/ RDC: Institut Supérieur de tourisme Istou/Goma, 2011, p. 17.
- [25] I. N. K. MALIRO, *ETUDE COMPARATIVE ECONOMICO-STRUCTURALE DES SYSTEMES DOUBLE MONOCABLE ET BICABLE D'UN RESEAU DE TRANSPORT PAR CABLE AERIEN EN MILIEU URBAIN : CAS DU TRONCON TERMINUS KATINDO – ROND POINT INSTIGO DANS LA VILLE DE GOMA*, GOMA: UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DE GRANDS LACS, 2021, pp. 22-24.
- [26] D. A. BRAHIMI, *Master2: Génie Civil -Cours: Projet structures en béton armé*, Mila - ALGERIE: Institut des Sciences et Technologies du Centre Universitaires de Mila, 2018-2019, pp. 13,18.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

- [27] CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE-PARASISMIQUE, REGLES PARASISMIQUE ALGERIENNES RPA99/VERSION 2003, Alger : MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME DE L'ALGERIE, 2003, pp. 24-26. 61-65.
- [28] O. K. Ornella, *ETUDE COMPORTEMENTALE DES PLANCHERS A DALLE PLEINE ET A CORPS CREUX EN BETON ARME FACE AUX EFFETS SISMIQUES : Cas de la ville de Goma*, Goma: UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS, 2021, pp. 46-57.
- [29] Association Française de Normalisation (AFNOR), «Partie 4 : Actions dans les silos et réservoirs,» chez *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures*, paris, Association Française de Normalisation (AFNOR), octobre 1977, p. 34.
- [30] A. PECKER, DYNAMIQUE DES STRUCTURES ET DES OUVRAGES, PARIS : ECOLE NATIONALE DE PONTS ET CHAUSSES, 2006.
- [31] C. E. D. N. (CEN), «Part 1-4: General actions -Wind actions,» chez *Eurocode 1: Actions on structures* , Bruxelles, COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), 2010, pp. 18-22, 33-80.
- [32] A. F. d. N. (AFNOR), «Partie 2-4 : Actions sur les structures — Actions du vent,» chez *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures et document d'application nationale*, Paris, 'Association Française de Normalisation (AFNOR), 2000, pp. 40-90.
- [33] K. B. Patient, *Cours de Complément de Calcul des Structures*, Goma/RDC : UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DE GRANDS LACS, 2023.
- [34] A. F. d. N. (AFNOR), «Partie 1-1 : Règles générales — Actions sismiques et prescriptions générales pour les structures,» chez *Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d'application nationale*, Paris, Association Française de Normalisation (AFNOR), 2000, pp. 13-20.
- [35] C. E. D. N. (CEN), «Part 4: Silos, tanks and pipelines,» chez *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance*, Bruxelles, COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), 2006, pp. 22-27.
- [36] J.-I. M. M. N. Damien Delvaux, «Seismic hazard assessment of the Kivu rift segment based on a new seismotectonic zonation model (western branch, East African Rift system), » *Journal of African Earth Sciences*, p. 18, 18 octobre 2016.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

- [37] COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION (CEN), «Part 4: Silos, tanks and pipelines,» chez *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance*, bruxelles, COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION , 2006, pp. 25-27.
- [38] Y. H. e. D. L. Junfeng Duan, «The Dynamic Behavior of Silos with Grain-like Material during Earthquakes,» *Sustainability*, p. 7, 13 mai 2023.
- [39] F. N. e. M. Yakhchalian, «SEISMIC BEHAVIOR OF SILOS WITH DIFFERENT HEIGHT TO DIAMETER RATIOS CONSIDERING GRANULAR MATERIAL-STRUCTURE INTERACTION, » *IJE Transactions B: Applications*, pp. 28-29, 15 decembre 2011.
- [40] Association Française de Normalisation (AFNOR), «Partie 1 : Bases de calcul,» chez *Eurocode 1 «Bases de calcul et actions sur les structures»et Document d'Application Nationale*, paris, Association Française de Normalisation (AFNOR), Avril 1996, pp. 32, 47-48.
- [41] COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION, «Part 4: Silos and tanks,» chez *Eurocode 1 - Actions on structures*, Bruxelles, COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION, mai 2006, pp. 9,24,26,34,39-51,68,75-78.
- [42] Dlubal Software, «RFEM 5 Logiciel de calcul de structure aux éléments finis,» [En ligne]. Available: WWW.dlubal.com/fr/produitdes/rfem-5. [Accès le 15 AOUT 2023].
- [43] WIKIPEDIA, «Microsoft Excel,» Wikipedia, [En ligne]. Available: fr.m.wikipedia.org/wiki/microsoft-Excel. [Accès le 18 aout 2023].
- [44] « Tableau complet diamètre des armatures, » novembre 2015. [En ligne]. Available: www.4geniecivil.com/2015/11/tableau-complet-diametre-des-armatures.html. [Accès le 8 septembre 2023].
- [45] dreamstime, [En ligne]. Available: www.dreamstime.com/silo-park-auckland. [Accès le 1 juin 2023].
- [46] SUEZ Consulting, Evaluation des effets de surpression liés aux phénomènes d'explosion Méthodologie, Nanterre, 2017, pp. 10-11.
- [47] Institut national de l'environnement industriel et de risque (INERIS), «Guide des méthodes d'évaluation des effets d'une explosion de gaz a l'air libre,» Oise,France, 1999.
- [48] J. F. A. J. E. TAREK NASR, «A SILO STRUCTURE TO RESIST INTERNAL DUST EXPLOSIONS, » *TASK QUARTERLY 7*, n° %14, pp. 580-582, 2003.

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

- [49] dreamstime, [En ligne]. Available: www.dreamstime.com/silo-park-auckland. [Accès le 1 juin 2023].
- [50] FATTORI srl, [En ligne]. Available: www.gffattori.fr/inilati/silos-cemento-oorizzontali. [Accès le 1 Juin 2023].
- [51] (AFNOR), Association Française de Normalisation, «Eurocodes structuraux -Bases de calcul des structures Annexe nationale à la NF EN 1990,» chez *Eurocodes structuraux*, Paris, 'Association Française de Normalisation (AFNOR), juin 2004, p. 6.
- [52] G. Rehm, «Generating Wind loads on Dome with Circular Base According to EN 1991-1-4 in RFEM,» Dlubal Software, 16 Juillet 2017. [En ligne]. Available: www.dlubal.com/en/support-and-learning/support/knowledge-base/001392. [Accès le 26 juin 2023].

ANNEXE I : CARACTERISTIQUE DE LA MATIERES GRANULAIRES

ANNEXE 1.1 : CARACTERISTIQUE PRINCIPALES

Type of particulate solid ^{d, e}	Unit weight ^b		Angle of repose ϕ_r	Angle of internal friction ϕ_i			Lateral pressure ratio K		Wall friction coefficient ^c μ ($\mu = \tan \phi_w$)				Patch load solid reference factor C_{op}
	γ_l	γ_u		ϕ_m	a_ϕ	K_m	a_K	Wall type D1	Wall type D2	Wall type D3	a_μ		
	Lower kN/m ³	Upper kN/m ³										Mean degrees	
Default material ^a	6,0	22,0	40	35	1,3	0,50	1,5	0,32	0,39	0,50	1,40	1,0	
Aggregate	17,0	18,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,39	0,49	0,59	1,12	0,4	
Alumina	10,0	12,0	36	30	1,22	0,54	1,20	0,41	0,46	0,51	1,07	0,5	
Animal feed mix	5,0	6,0	39	36	1,08	0,45	1,10	0,22	0,30	0,43	1,28	1,0	
Animal feed pellets	6,5	8,0	37	35	1,06	0,47	1,07	0,23	0,28	0,37	1,20	0,7	
Barley ☉	7,0	8,0	31	28	1,14	0,59	1,11	0,24	0,33	0,48	1,16	0,5	
Cement	13,0	16,0	36	30	1,22	0,54	1,20	0,41	0,46	0,51	1,07	0,5	
Cement clinker †	15,0	18,0	47	40	1,20	0,38	1,31	0,46	0,56	0,62	1,07	0,7	
Coal ☉	7,0	10,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,44	0,49	0,59	1,12	0,6	
Coal, powdered ☉	6,0	8,0	34	27	1,26	0,58	1,20	0,41	0,51	0,56	1,07	0,5	
Coke	6,5	8,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,49	0,54	0,59	1,12	0,6	
Flyash	8,0	15,0	41	35	1,16	0,46	1,20	0,51	0,62	0,72	1,07	0,5	
Flour ☉	6,5	7,0	45	42	1,06	0,36	1,11	0,24	0,33	0,48	1,16	0,6	
Iron ore pellets	19,0	22,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,49	0,54	0,59	1,12	0,5	
Lime, hydrated	6,0	8,0	34	27	1,26	0,58	1,20	0,36	0,41	0,51	1,07	0,6	
Limestone powder	11,0	13,0	36	30	1,22	0,54	1,20	0,41	0,51	0,56	1,07	0,5	
Maize ☉	7,0	8,0	35	31	1,14	0,53	1,14	0,22	0,36	0,53	1,24	0,9	
Phosphate	16,0	22,0	34	29	1,18	0,56	1,15	0,39	0,49	0,54	1,12	0,5	
Potatoes	6,0	8,0	34	30	1,12	0,54	1,11	0,33	0,38	0,48	1,16	0,5	
Sand	14,0	16,0	39	36	1,09	0,45	1,11	0,38	0,48	0,57	1,16	0,4	
Slag clinkers	10,5	12,0	39	36	1,09	0,45	1,11	0,48	0,57	0,67	1,16	0,6	
Soya beans	7,0	8,0	29	25	1,16	0,63	1,11	0,24	0,38	0,48	1,16	0,5	
Sugar ☉	8,0	9,5	38	32	1,19	0,50	1,20	0,46	0,51	0,56	1,07	0,4	
Sugarbeet pellets	6,5	7,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,35	0,44	0,54	1,12	0,5	
Wheat ☉	7,5	9,0	34	30	1,12	0,54	1,11	0,24	0,38	0,57	1,16	0,5	

NOTE Where this table does not contain the material to be stored, testing should be undertaken.

^a For situations where it is difficult to justify the cost of testing, because the cost implications of using a wide property range for the design are minor, the properties of the "default material" may be used. For small installations, these properties may be adequate. However, they will lead to very uneconomic designs for large silos, and testing should always be preferred.

^b The unit weight of the solid γ_u is the upper characteristic value, to be used for all calculations of actions. The lower characteristic value γ_l is provided in Table E.1 to assist in estimating the required volume of a silo that will have a defined capacity.

^c Effective wall friction for wall Type D4 (corrugated wall) may be found using the method defined in Annex D, D.2.

^d Solids in this table that are known to be susceptible to dust explosion are identified by the symbol ☉

^e Solids that are susceptible to mechanical interlocking are identified by the symbol †

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

ANNEXE 1.2: VALEUR DES PARAMETRES K, μ et ϕ

	Characteristic value to be adopted		
Purpose:	Wall friction coefficient μ	Lateral pressure ratio K	Angle of internal friction ϕ_i
For the vertical wall or barrel			
Maximum normal pressure on vertical wall	Lower	Upper	Lower
Maximum frictional traction on vertical wall	Upper	Upper	Lower
Maximum vertical load on hopper or silo bottom	Lower	Lower	Upper
For the hopper wall			
Purpose:	Wall friction coefficient μ	Hopper pressure ratio F	Angle of internal friction ϕ_i
For the hopper wall			
Maximum hopper pressures on filling	Lower value for hopper	Lower	Lower
Maximum hopper pressures on discharge	Lower value for hopper	Upper	Upper
<p>NOTE 1: It should be noted that $\phi_{wh} \leq \phi_i$ always, since the material will rupture internally if slip at the wall contact demands a greater shear stress than the internal friction can sustain. This means that, in all evaluations, the wall friction coefficient should not be taken as greater than $\tan\phi_i$ (i.e. $\mu = \tan\phi_w \leq \tan\phi_i$ always).</p> <p>NOTE 2: Hopper normal pressure p_n is usually maximized if the hopper wall friction is low because less of the total hopper load is then carried by wall friction. Care should be taken when choosing which property extreme to use for the hopper wall friction to ensure that the structural consequences are fully explored (i.e. whether friction or normal pressures should be maximized depends on the kind of structural failure mode that is being considered).</p>			

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

ANNEXE 1.3 : CLASSIFICATION DES PAROIES SUIVANT LEUR RIGOSITE

Category	Descriptive title	Typical wall materials
D1	Low friction classed as “Slippery”	Cold-rolled stainless steel Polished stainless steel Coated surface designed for low friction Polished aluminium Ultra high molecular weight polyethylene ^a
D2	Moderate friction classed as “Smooth”	Smooth mild carbon steel (welded or bolted construction) Mill finish stainless steel Galvanized carbon steel Oxidized aluminium Coated surface designed for corrosion resistance or abrasive wear
D3	High friction classed as “Raspy”	Off form concrete, steel finished concrete or aged concrete Aged (corroded) carbon steel Abrasion resistant steel Ceramic tiles
D4	Irregular	Horizontally corrugated walls Profiled sheeting with horizontal ribs Non-standard walls with large aberrations
NOTE: The descriptive titles in this table are given in terms of friction rather than roughness because there is a poor correlation between measured wall friction between a sliding granular solid and the surface and measures of roughness.		
^a The roughening effect of particles being impressed into the surface should be considered carefully for these surfaces.		

ANNEXE II. DETAILLE DE CALCULS DES ACTIONS

AGISSANTS

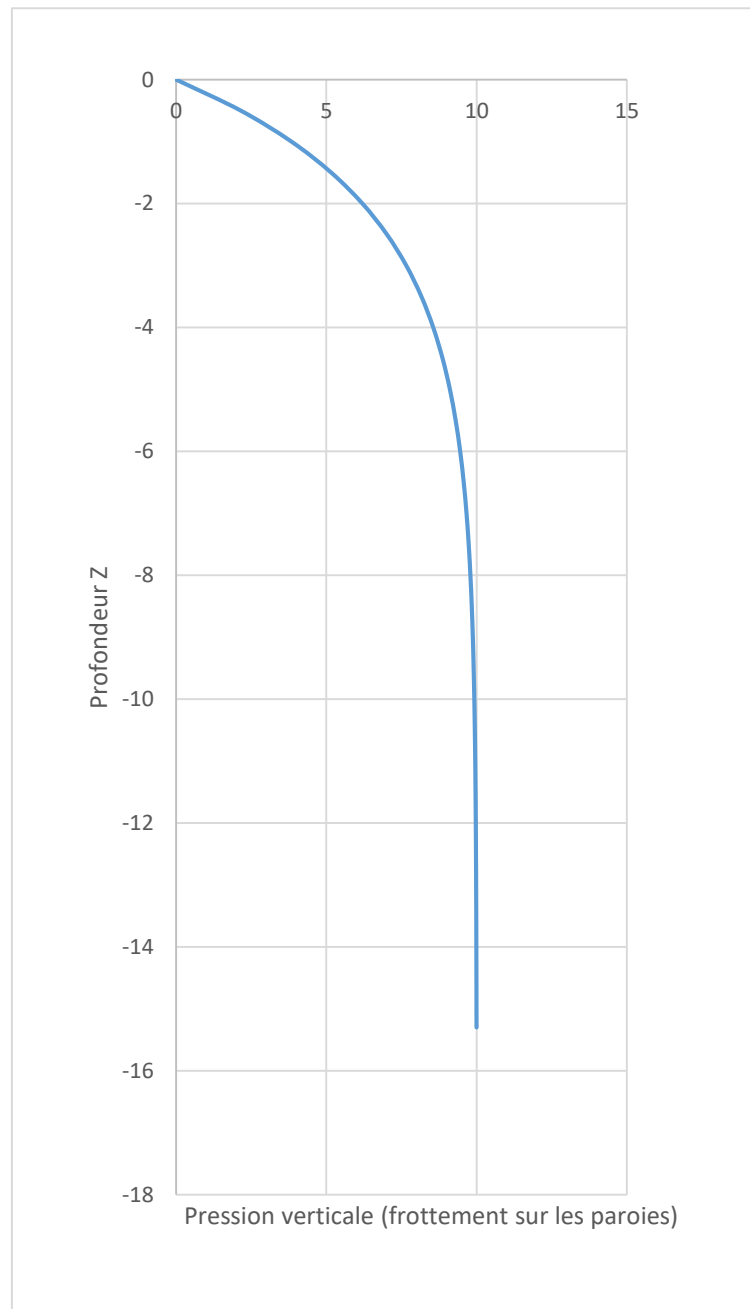
Cette annexe, donne des renseignements utiles sur la répartition des différentes variables charges qui agissent sur les modèles.

ANNEXE II.1 : ACTIONS DUS A LA MATIERE GRANULAIRE

a. Chargement sur silo circulaire au remplissage

• Pression verticale P_{wf}

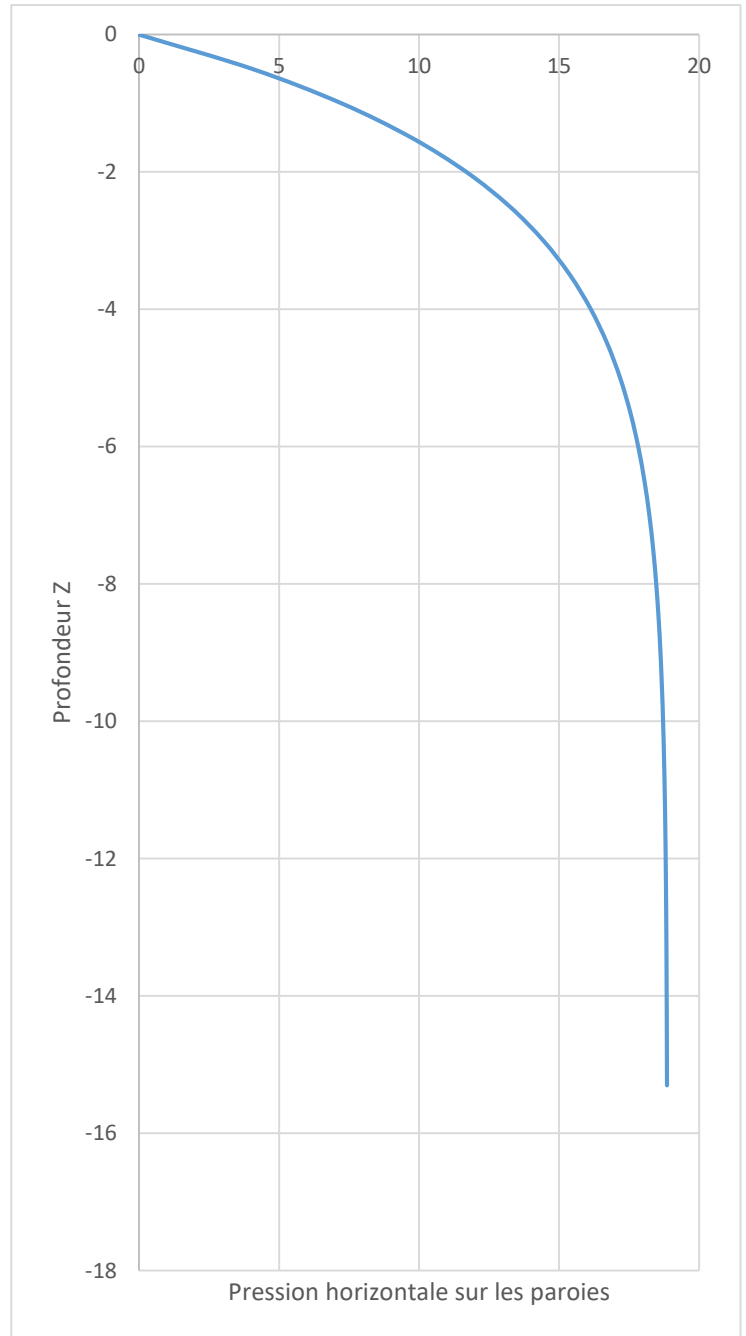
Z en m	Pression Verticale en KN/m ²
0	0
-0,5	2,146926
-1	3,832922
-1,5	5,156948
-2	6,196715
-2,5	7,013252
-3	7,654485
-3,5	8,158049
-4	8,553503
-4,5	8,864055
-5	9,107934
-5,5	9,299454
-6	9,449856
-6,5	9,567968
-7	9,660722
-7,5	9,733562
-8	9,790765
-8,5	9,835686
-9	9,870963
-9,5	9,898666
-10	9,920422
-10,5	9,937507
-11	9,950923
-11,5	9,96146
-12	9,969734
-12,5	9,976232
-13	9,981335
-13,5	9,985342
-14	9,988489
-14,5	9,99096
-15	9,992901
-15,3	9,994425



**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

• **Pression horizontale P_{hf}**

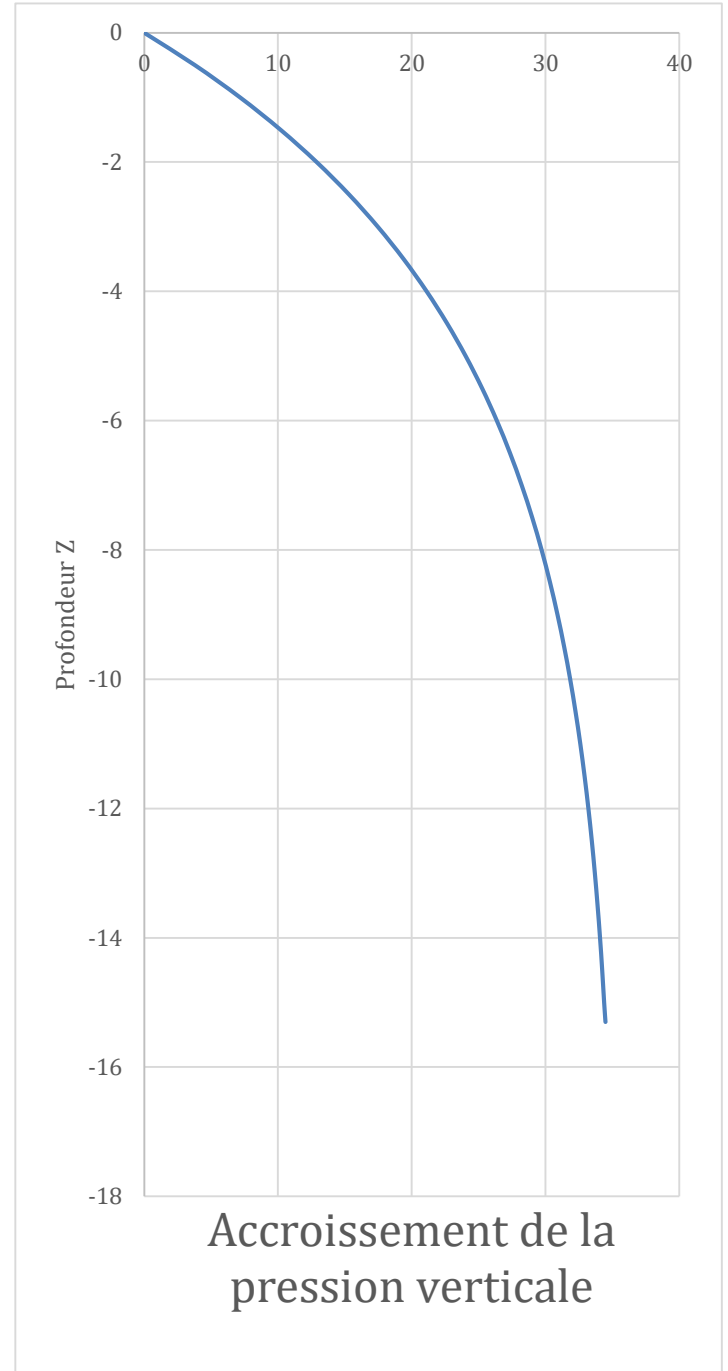
Z en m	Pression horizontale en KN/m ²
0	0
-0,5	4,0508031
-1	7,2319289
-1,5	9,7300906
-2	11,691916
-2,5	13,232551
-3	14,442424
-3,5	15,392546
-4	16,138684
-4,5	16,724632
-5	17,184781
-5,5	17,546139
-6	17,829917
-6,5	18,052769
-7	18,227777
-7,5	18,365212
-8	18,473141
-8,5	18,557898
-9	18,624458
-9,5	18,676729
-10	18,717777
-10,5	18,750013
-11	18,775327
-11,5	18,795207
-12	18,810819
-12,5	18,823079
-13	18,832707
-13,5	18,840268
-14	18,846206
-14,5	18,850869
-15	18,85453
-15,3	18,857406



ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

• Pression verticale P_{vf}

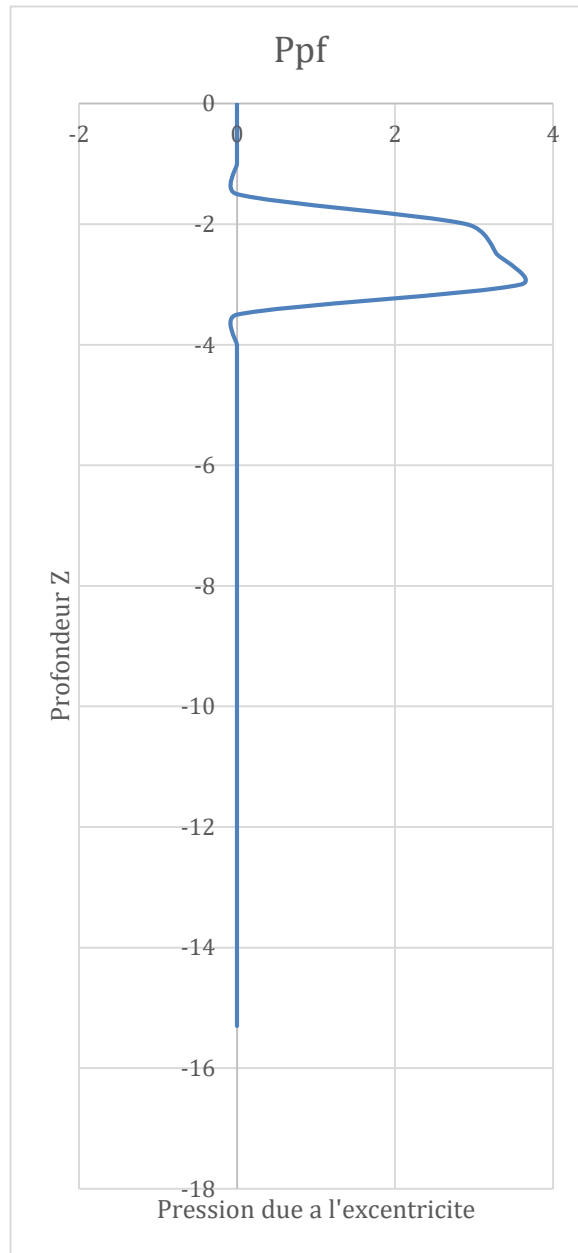
Z en m	PV
0	0
-0,5	3,783465308
-1	7,164833229
-1,5	10,18683768
-2	12,88767094
-2,5	15,30146627
-3	17,45872938
-3,5	19,38672387
-4	21,10981585
-4,5	22,64978185
-5	24,02608405
-5,5	25,25611623
-6	26,35542363
-6,5	27,33789933
-7	28,21595994
-7,5	29,00070242
-8	29,7020444
-8,5	30,32884948
-9	30,88903926
-9,5	31,38969345
-10	31,83713934
-10,5	32,23703178
-11	32,59442464
-11,5	32,91383466
-12	33,19929857
-12,5	33,45442408
-13	33,68243548
-13,5	33,88621439
-14	34,06833617
-14,5	34,2311025
-15	34,37657043
-15,3	34,47543278



ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

• Pression dû à l'excentricité P_p

Z	Pp en KN/m ²
0	0
-0,5	0
-1	0
-1,5	0
-2	2,908757
-2,5	3,292042
-3	3,593038
-3,5	0
-4	0
-4,5	0
-5	0
-5,5	0
-6	0
-6,5	0
-7	0
-7,5	0
-8	0
-8,5	0
-9	0
-9,5	0
-10	0
-10,5	0
-11	0
-11,5	0
-12	0
-12,5	0
-13	0
-13,5	0
-14	0
-14,5	0
-15	0
-15,3	0

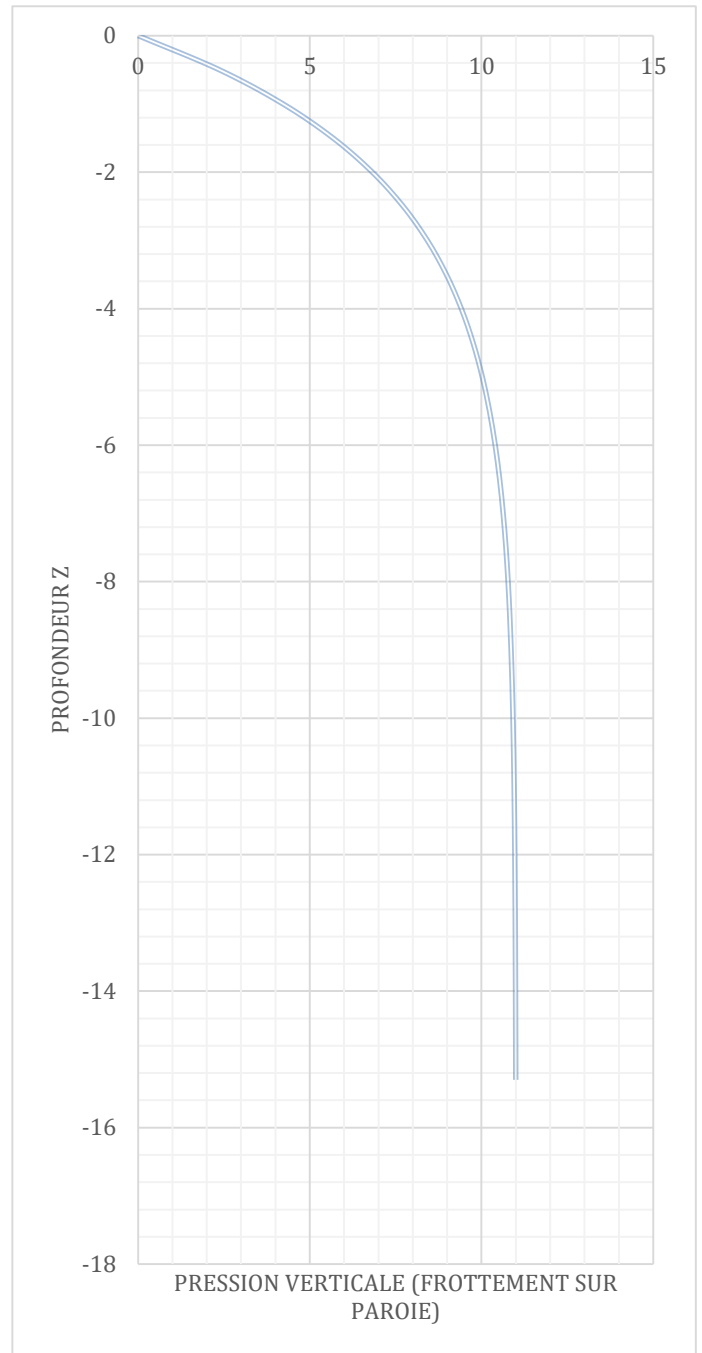


ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

b. Chargement sur silo circulaire à la vidange

• **Pression verticale P_w**

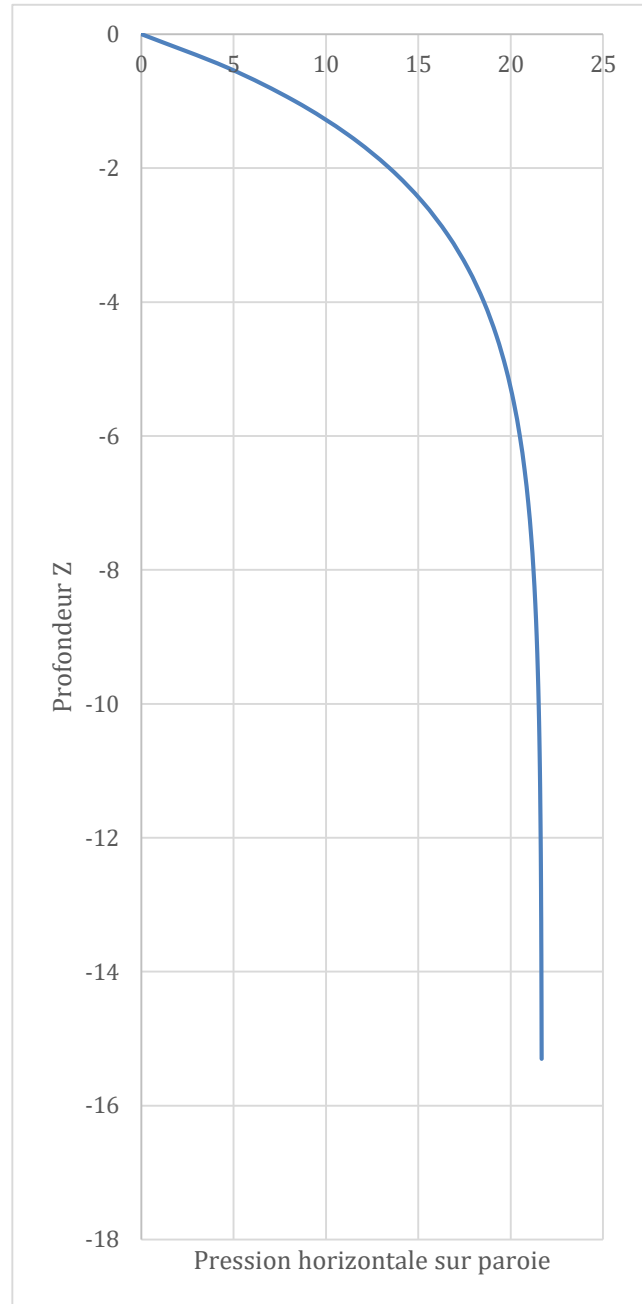
Z	P _w en KN/m ²
0	0
-0,5	2,361618
-1	4,216215
-1,5	5,672643
-2	6,816387
-2,5	7,714577
-3	8,419933
-3,5	8,973854
-4	9,408853
-4,5	9,75046
-5	10,01873
-5,5	10,2294
-6	10,39484
-6,5	10,52476
-7	10,62679
-7,5	10,70692
-8	10,76984
-8,5	10,81925
-9	10,85806
-9,5	10,88853
-10	10,91246
-10,5	10,93126
-11	10,94602
-11,5	10,95761
-12	10,96671
-12,5	10,97386
-13	10,97947
-13,5	10,98388
-14	10,98734
-14,5	10,99006
-15	10,99219
-15,3	10,99387



**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

• **Pression horizontale P_h**

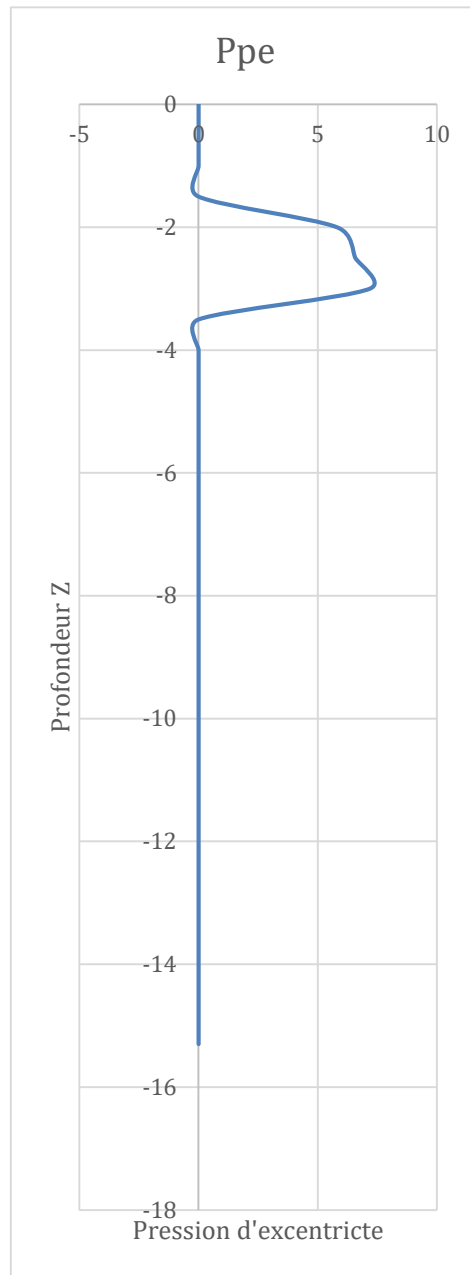
Z	P _h en KN/m ²
0	0
-0,5	4,6584236
-1	8,3167182
-1,5	11,189604
-2	13,445703
-2,5	15,217434
-3	16,608788
-3,5	17,701428
-4	18,559487
-4,5	19,233326
-5	19,762498
-5,5	20,17806
-6	20,504404
-6,5	20,760685
-7	20,961944
-7,5	21,119994
-8	21,244112
-8,5	21,341582
-9	21,418127
-9,5	21,478238
-10	21,525443
-10,5	21,562514
-11	21,591626
-11,5	21,614488
-12	21,632442
-12,5	21,646541
-13	21,657613
-13,5	21,666308
-14	21,673137
-14,5	21,678499
-15	21,68271
-15,3	21,686017



ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

• Pression due à l'excentricité

Z en m	Ppe en KN/m ²
0	0
-0,5	0
-1	0
-1,5	0
-2	5,817514
-2,5	6,584084
-3	7,186077
-3,5	0
-4	0
-4,5	0
-5	0
-5,5	0
-6	0
-6,5	0
-7	0
-7,5	0
-8	0
-8,5	0
-9	0
-9,5	0
-10	0
-10,5	0
-11	0
-11,5	0
-12	0
-12,5	0
-13	0
-13,5	0
-14	0
-14,5	0
-15	0
-15,3	0

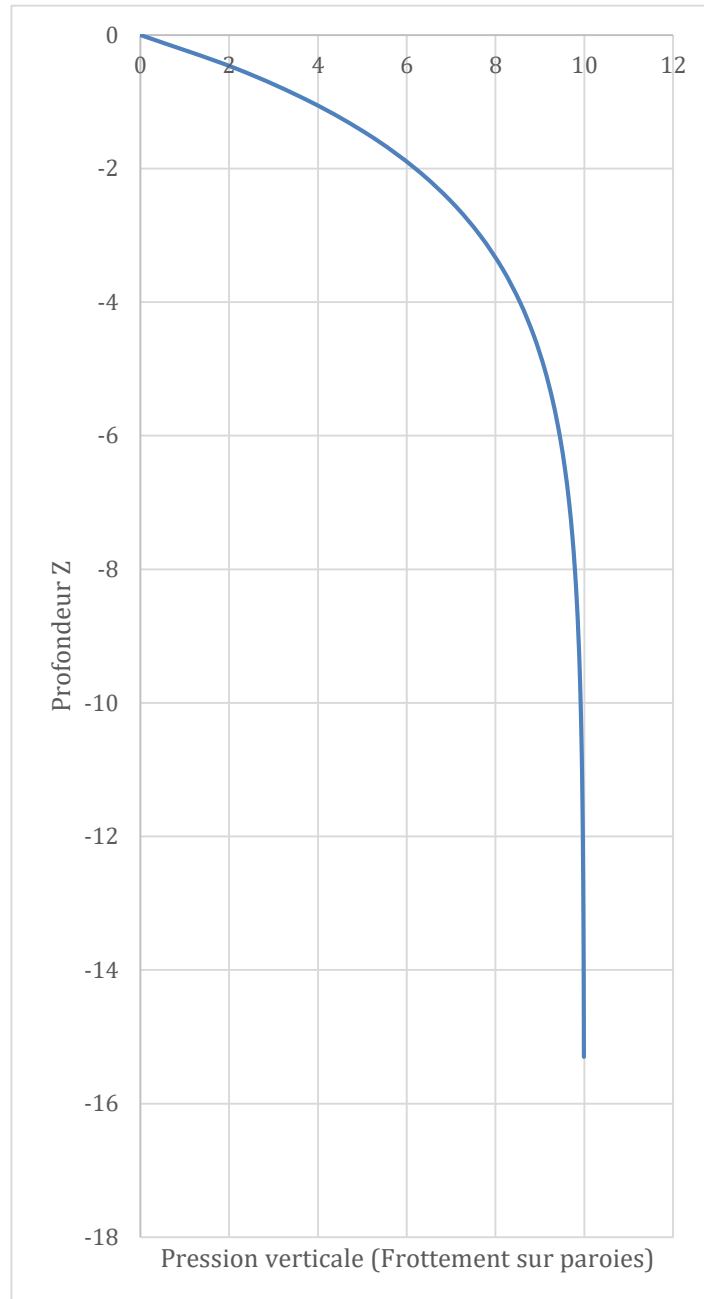


ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

c. Chargement sur silo carré au remplissage

• **Pression verticale P_w**

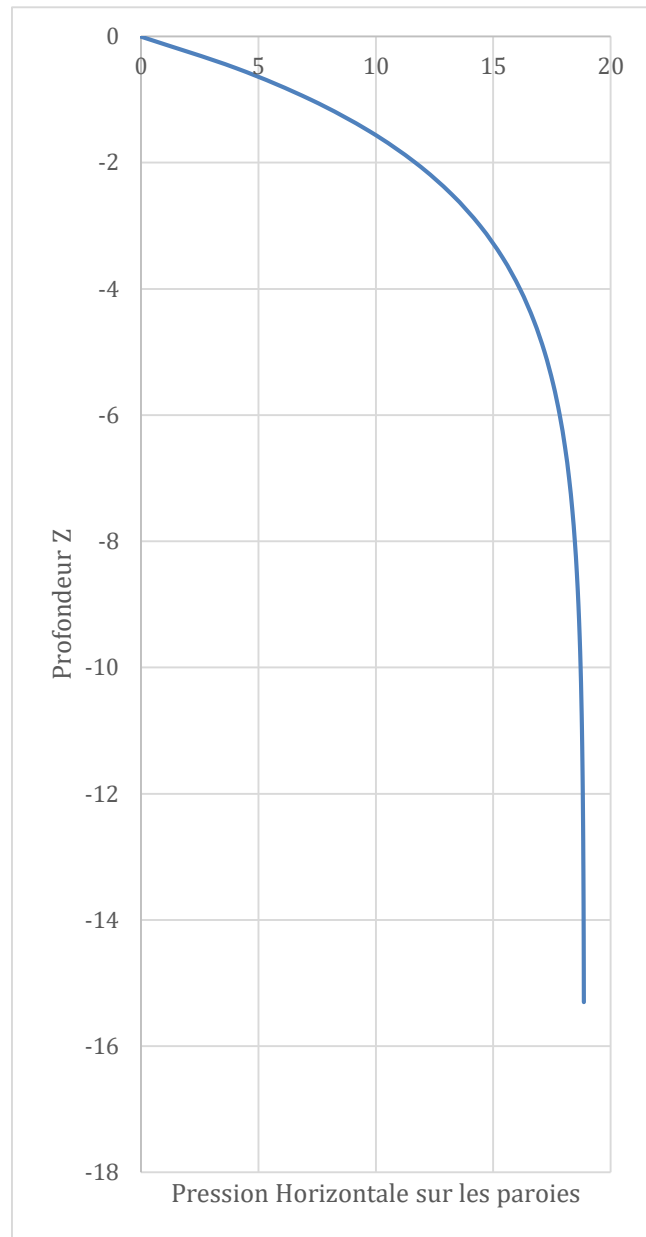
Z en m	P _w en KN/m ²
0	0
-0,5	2,146926
-1	3,832922
-1,5	5,156948
-2	6,196715
-2,5	7,013252
-3	7,654485
-3,5	8,158049
-4	8,553503
-4,5	8,864055
-5	9,107934
-5,5	9,299454
-6	9,449856
-6,5	9,567968
-7	9,660722
-7,5	9,733562
-8	9,790765
-8,5	9,835686
-9	9,870963
-9,5	9,898666
-10	9,920422
-10,5	9,937507
-11	9,950923
-11,5	9,96146
-12	9,969734
-12,5	9,976232
-13	9,981335
-13,5	9,985342
-14	9,988489
-14,5	9,99096
-15	9,992901
-15,3	9,993859



ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

• **Pression horizontale sur paroi P_h**

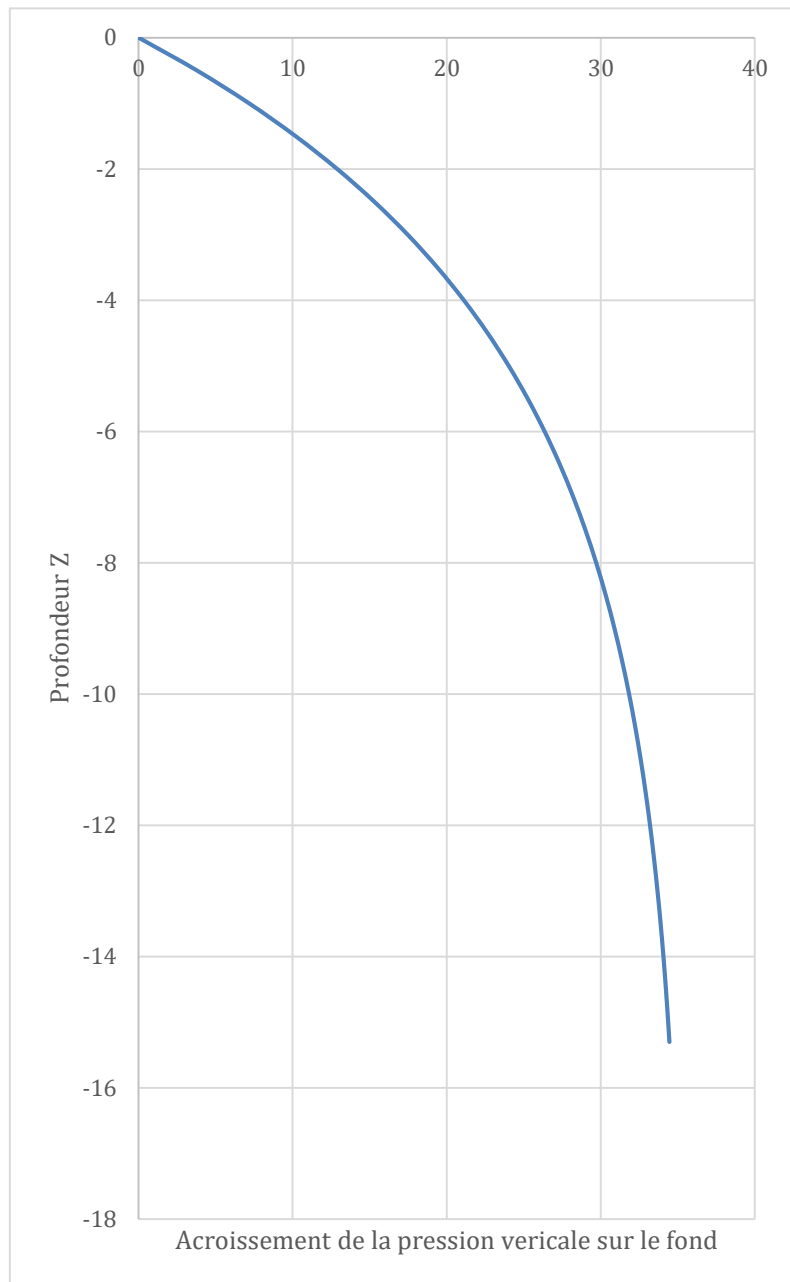
Z en m	P _h en KN/m ²
0	0
-0,5	4,050803
-1	7,231929
-1,5	9,730091
-2	11,69192
-2,5	13,23255
-3	14,44242
-3,5	15,39255
-4	16,13868
-4,5	16,72463
-5	17,18478
-5,5	17,54614
-6	17,82992
-6,5	18,05277
-7	18,22778
-7,5	18,36521
-8	18,47314
-8,5	18,5579
-9	18,62446
-9,5	18,67673
-10	18,71778
-10,5	18,75001
-11	18,77533
-11,5	18,79521
-12	18,81082
-12,5	18,82308
-13	18,83271
-13,5	18,84027
-14	18,84621
-14,5	18,85087
-15	18,85453
-15,3	18,85634



ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

• Pression verticale sur le fond Pv

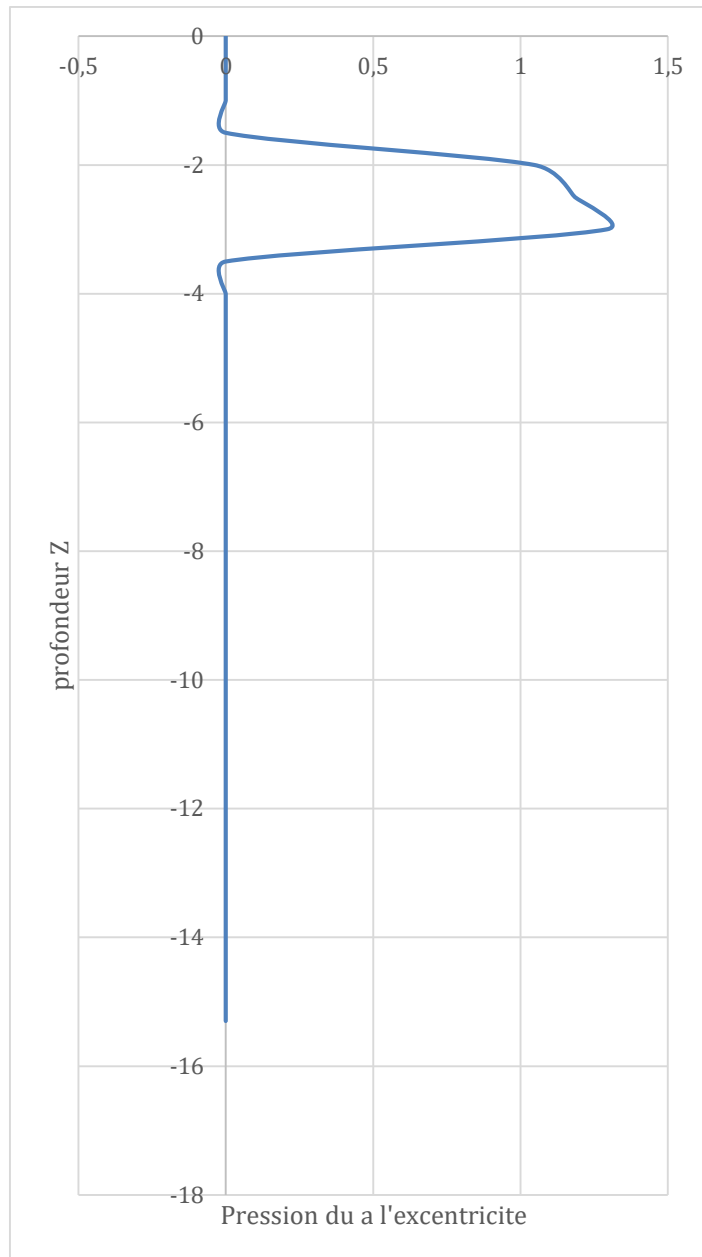
Z	P _v KN/m ²
0	0
-0,5	3,783465
-1	7,164833
-1,5	10,18684
-2	12,88767
-2,5	15,30147
-3	17,45873
-3,5	19,38672
-4	21,10982
-4,5	22,64978
-5	24,02608
-5,5	25,25612
-6	26,35542
-6,5	27,3379
-7	28,21596
-7,5	29,0007
-8	29,70204
-8,5	30,32885
-9	30,88904
-9,5	31,38969
-10	31,83714
-10,5	32,23703
-11	32,59442
-11,5	32,91383
-12	33,1993
-12,5	33,45442
-13	33,68244
-13,5	33,88621
-14	34,06834
-14,5	34,2311
-15	34,37657
-15,3	34,45632



ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

• Pression dû à l'excentricité

Z	P _p
0	0
-0,5	0
-1	0
-1,5	0
-2	1,047152
-2,5	1,185135
-3	1,293494
-3,5	0
-4	0
-4,5	0
-5	0
-5,5	0
-6	0
-6,5	0
-7	0
-7,5	0
-8	0
-8,5	0
-9	0
-9,5	0
-10	0
-10,5	0
-11	0
-11,5	0
-12	0
-12,5	0
-13	0
-13,5	0
-14	0
-14,5	0
-15	0
-15,3	0

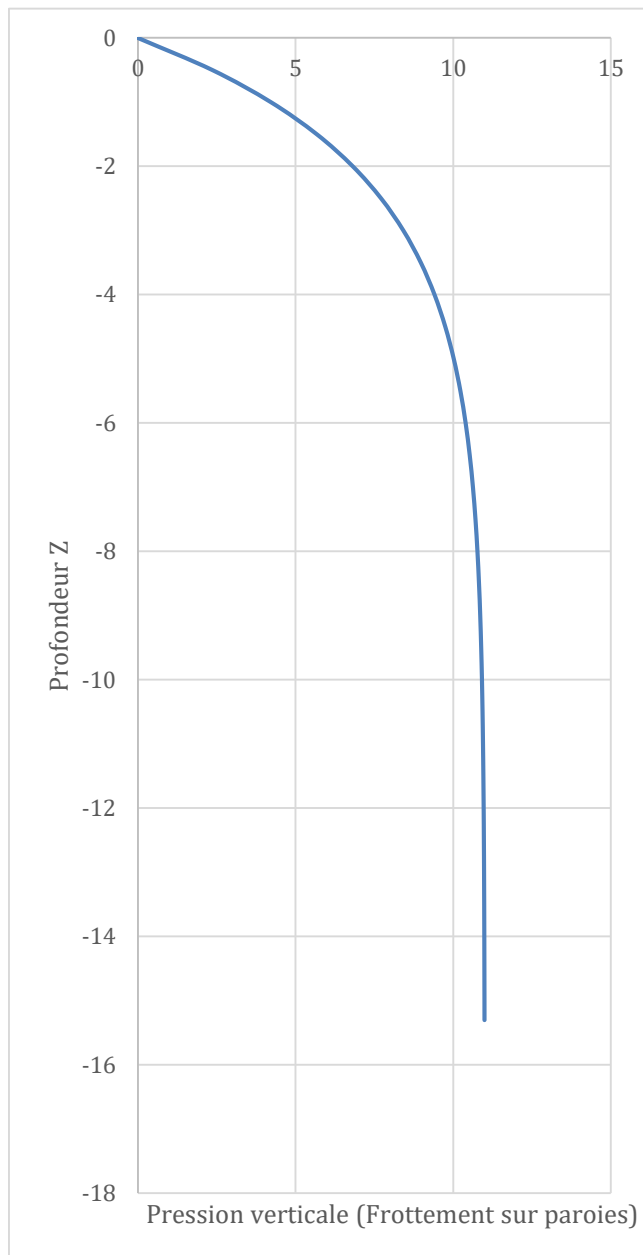


ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

d. Chargement sur silo carré a vidange

- **Pression verticale P_w**

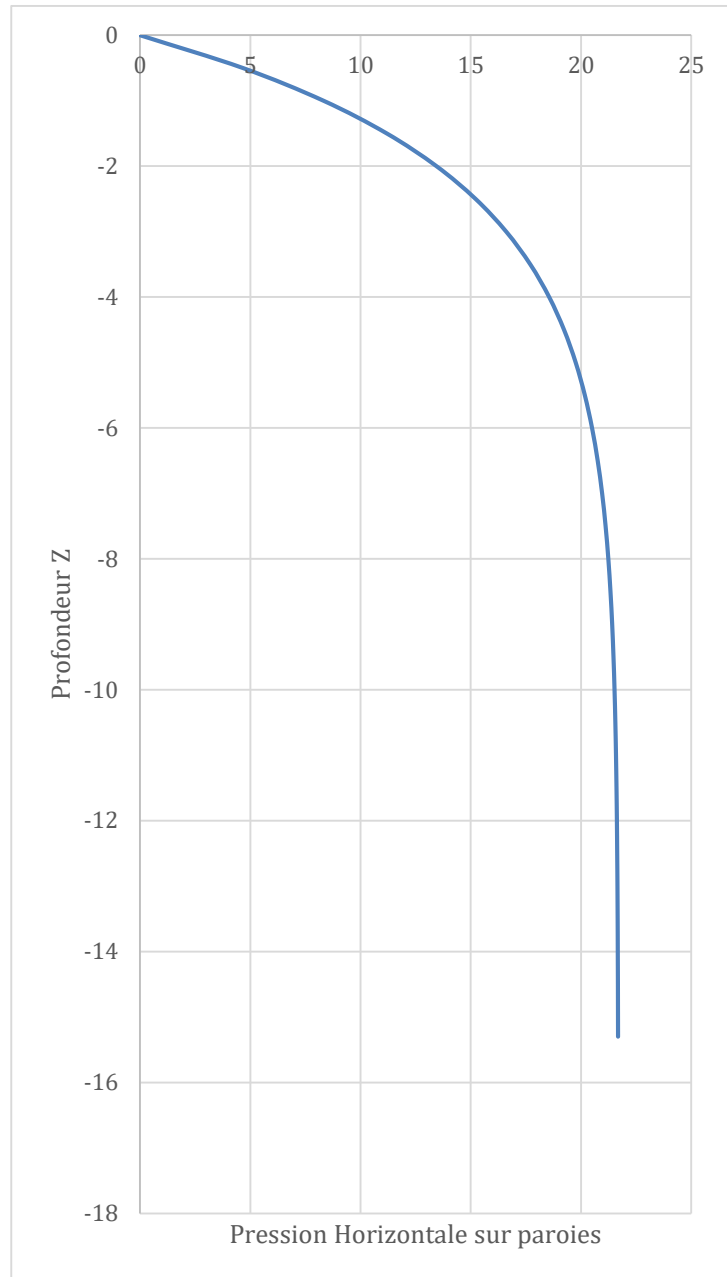
Z	P _w en Kn/m ²
0	0
-0,5	2,361618
-1	4,216215
-1,5	5,672643
-2	6,816387
-2,5	7,714577
-3	8,419933
-3,5	8,973854
-4	9,408853
-4,5	9,75046
-5	10,01873
-5,5	10,2294
-6	10,39484
-6,5	10,52476
-7	10,62679
-7,5	10,70692
-8	10,76984
-8,5	10,81925
-9	10,85806
-9,5	10,88853
-10	10,91246
-10,5	10,93126
-11	10,94602
-11,5	10,95761
-12	10,96671
-12,5	10,97386
-13	10,97947
-13,5	10,98388
-14	10,98734
-14,5	10,99006
-15	10,99219
-15,3	10,99325



ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

• Pression horizontale sur paroi P_h

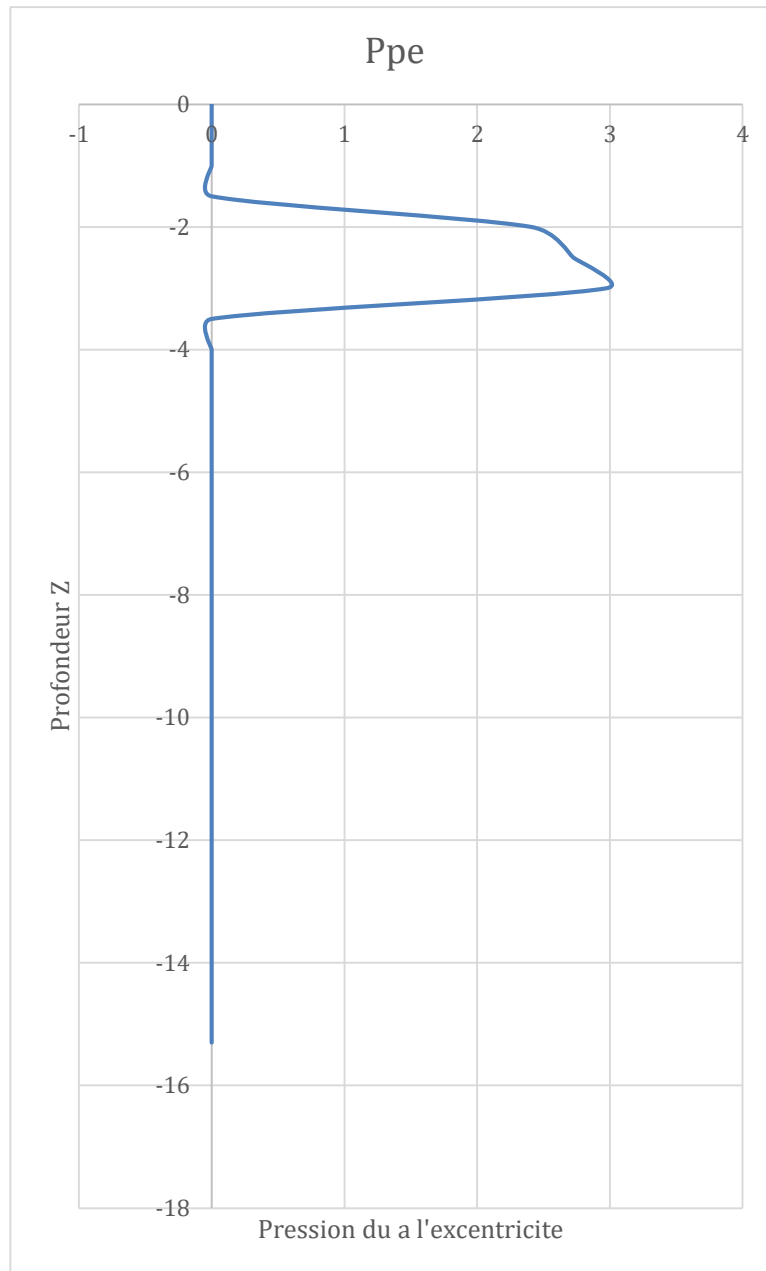
Z	P_h
0	0
-0,5	4,658423564
-1	8,316718228
-1,5	11,18960423
-2	13,44570297
-2,5	15,21743408
-3	16,6087877
-3,5	17,70142805
-4	18,55948663
-4,5	19,23332642
-5	19,76249782
-5,5	20,17806005
-6	20,50440416
-6,5	20,76068462
-7	20,96194356
-7,5	21,11999371
-8	21,24411167
-8,5	21,34158242
-9	21,41812693
-9,5	21,4782379
-10	21,5254435
-10,5	21,5625144
-11	21,59162646
-11,5	21,61448837
-12	21,632442
-12,5	21,64654112
-13	21,65761326
-13,5	21,6663083
-14	21,67313658
-14,5	21,67849887
-15	21,68270993
-15,3	21,68478913



ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

- Pression dû à l'excentricité

Z	Pp en KN/m ²
0	0
-0,5	0
-1	0
-1,5	0
-2	2,408451
-2,5	2,725811
-3	2,975036
-3,5	0
-4	0
-4,5	0
-5	0
-5,5	0
-6	0
-6,5	0
-7	0
-7,5	0
-8	0
-8,5	0
-9	0
-9,5	0
-10	0
-10,5	0
-11	0
-11,5	0
-12	0
-12,5	0
-13	0
-13,5	0
-14	0
-14,5	0
-15	0
-15,3	0



ANNEXE II.2 : ACTIONS DUS AU VENT

a. Vent sur le cylindre du silo

On considère la pression dynamique normale de base $q_b=90 \text{ daN/m}^2$ soit $0,9\text{KN/m}^2$

$$v_b = \sqrt{\frac{2q_b}{\rho_{air}}} = \sqrt{\frac{2*900}{1,25}} = 37,947331\text{m/s en cas normale;}$$

$$K_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,11}} \right)^{0,07} = 0,21538933$$

Pour le silos cylindrique, $Z_e=Z$

$$C_r = K_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0,86956683$$

$$V_m(Z_e) = V_m(z) = C_r * V_b = 32,99774032463073\text{m/s}$$

$$C_e(z) = C_r^2(z) C_0^2(z) \left(1 + \frac{7K_r}{C_r(z)C_0(z)} \right) = 2,06721439$$

$$q_p = C_e(Z_e) * q_b = 186,0492951\text{daN/m}^2$$

$$R_e = \frac{bV_m(Z_e)}{v} = \frac{5,3*32,9977403246307}{15*10^{-6}} = 11659201,5813695246$$

Le nombre de Reynolds $R_e = 11659201,5813695246$. Comme il est supérieur à 10 000 000, nous prenons les valeurs du coefficient de pression extérieur équivalent à $Re= 10*7$. ces valeurs sont reprises dans le Tableau 4 du chapitre 2.

On calcul l'élancement λ , avec une hauteur 19m, par interpolation linéaire. La formule d'interpolation linéaires est :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$$

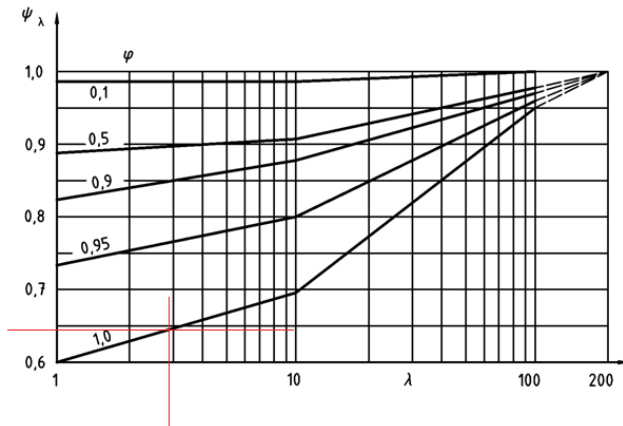
En se référant au données du Tableau 6 la valeur de λ obtenue après interpolation est repris dans le Tableau 32 ci-dessous.

Tableau 32:Elancement de calcul

Hauteur note L	Λ
14<15	2,830188679245
17	2,946299
50	6,603773584

Avec un taux de remplissage des cotés au vent ϕ égal à 1, une valeur λ de 2,946299 on a, à partir de l'abaque repris à la Figure 25 et ci-dessous, et par interpolation linéaire, $\psi_\lambda = 0,649$.

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**



Après ces calculs manuels, le reste de paramètre sont calculés avec EXCEL. Leurs valeurs sont reprises dans Tableau 33.

Tableau 33: Paramètres de calcul de l'action du vent sur le cylindre

Z0	Z	C _r	C _r ²	C _e	q _p	K _r
0,3	1,1	0,27985169	0,07831697	0,50025645	45,0230809	0,21538933
0,3	2,1	0,41912829	0,17566852	0,80759885	72,6838965	0,21538933
0,3	3,1	0,50301484	0,25302393	1,01143215	91,0288931	0,21538933
0,3	4,1	0,56323444	0,31723303	1,16643586	104,979227	0,21538933
0,3	5,1	0,61024393	0,37239765	1,29247787	116,323009	0,21538933
0,3	6,1	0,64880901	0,42095313	1,3991789	125,926101	0,21538933
0,3	7,1	0,6815064	0,46445098	1,49197544	134,277789	0,21538933
0,3	8,1	0,7098881	0,50394111	1,57425738	141,683164	0,21538933
0,3	9,1	0,73496165	0,54016862	1,64828891	148,346002	0,21538933
0,3	10,1	0,75741836	0,57368257	1,7156614	154,409526	0,21538933
0,3	11,1	0,7777532	0,60490003	1,77753822	159,97844	0,21538933
0,3	12,1	0,79633275	0,63414585	1,83479691	165,131722	0,21538933
0,3	13,1	0,81343613	0,66167833	1,88811658	169,930492	0,21538933
0,3	14,1	0,82928072	0,68770651	1,93803405	174,423064	0,21538933
0,3	16,1	0,84403918	0,71240214	1,98498139	178,648325	0,21538933
0,3	18,1	0,85785092	0,73590821	2,02931176	182,638059	0,21538933
0,3	19	0,86956683	0,75614646	2,06721439	186,049295	0,21538933

Ayant les valeurs de différents coefficients, la distribution de l'effort du vent suivant le périmètre du cylindre, est tel que reprise dans le Tableau 34 ci-dessous (pour le demi-cercle de 180°) et à la Figure 47 (pour toute la circonférence).

Tableau 34: Pression extérieur du vent sur le cylindre

angle	ψ _λ	ψ _{λA}	C _{p,0}	C _{pe}	W extérieur
0	0,649	1	1	1	1,860493
2	0,649	1	0,931777	0,931777	1,733564
4	0,649	1	0,863553	0,863553	1,606635

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

6	0,649	1	0,79533	0,79533	1,479706
8	0,649	1	0,727107	0,727107	1,352777
10	0,649	1	0,658883	0,658883	1,225847
12	0,649	1	0,59066	0,59066	1,098918
14	0,649	1	0,522436	0,522436	0,971989
16	0,649	1	0,454213	0,454213	0,84506
18	0,649	1	0,38599	0,38599	0,718131
20	0,649	1	0,317766	0,317766	0,591202
22	0,649	1	0,249543	0,249543	0,464273
24	0,649	1	0,18132	0,18132	0,337344
26	0,649	1	0,113096	0,113096	0,210415
28	0,649	1	0,044873	0,044873	0,083485
30	0,649	1	-0,02335	-0,02335	-0,04344
32	0,649	1	-0,09157	-0,09157	-0,17037
34	0,649	1	-0,1598	-0,1598	-0,2973
36	0,649	1	-0,22802	-0,22802	-0,42423
38	0,649	1	-0,29624	-0,29624	-0,55116
40	0,649	1	-0,36447	-0,36447	-0,67809
42	0,649	1	-0,43269	-0,43269	-0,80502
44	0,649	1	-0,50091	-0,50091	-0,93195
46	0,649	1	-0,56914	-0,56914	-1,05888
48	0,649	1	-0,63736	-0,63736	-1,18581
50	0,649	1	-0,70558	-0,70558	-1,31273
52	0,649	1	-0,77381	-0,77381	-1,43966
54	0,649	1	-0,84203	-0,84203	-1,56659
56	0,649	1	-0,91025	-0,91025	-1,69352
58	0,649	1	-0,97848	-0,97848	-1,82045
60	0,649	1	-1,0467	-1,0467	-1,94738
62	0,649	1	-1,11492	-1,11492	-2,07431
64	0,649	1	-1,18315	-1,18315	-2,20124
66	0,649	1	-1,25137	-1,25137	-2,32817
68	0,649	1	-1,31959	-1,31959	-2,4551
70	0,649	1	-1,38782	-1,38782	-2,58203
72	0,649	1	-1,45604	-1,45604	-2,70895
74	0,649	1	-1,52426	-1,52426	-2,83588
76	0,649	0,997890101	-1,59249	-1,59249	-2,96281
78	0,649	0,991583569	-1,55617	-1,54308	-2,87088
80	0,649	0,981149651	-1,50545	-1,47707	-2,74808
82	0,649	0,96670291	-1,45472	-1,40628	-2,61638
84	0,649	0,948401972	-1,40399	-1,33155	-2,47734
86	0,649	0,92644778	-1,35326	-1,25373	-2,33255
88	0,649	0,901081389	-1,30254	-1,17369	-2,18365
90	0,649	0,872581323	-1,25181	-1,09231	-2,03223
92	0,649	0,841260511	-1,20108	-1,01042	-1,87989
94	0,649	0,807462855	-1,15036	-0,92887	-1,72815
96	0,649	0,771559451	-1,09963	-0,84843	-1,5785
98	0,649	0,733944518	-1,0489	-0,76984	-1,43227
100	0,649	0,695031067	-0,99817	-0,69376	-1,29074

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

102	0,649	0,655246365	-0,94745	-0,62081	-1,15501
104	0,649	0,648402011	-0,89672	-0,58143	-1,08175
106	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
108	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
110	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
112	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
114	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
116	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
118	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
120	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
122	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
124	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
126	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
128	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
130	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
132	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
134	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
136	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
138	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
140	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
142	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
144	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
146	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
148	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
150	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
152	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
154	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
156	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
158	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
160	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
162	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
164	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
166	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
168	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
170	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
172	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
174	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
176	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
178	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724
180	0,649	0,615682	-0,77456	-0,47688	-0,88724

**ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA**

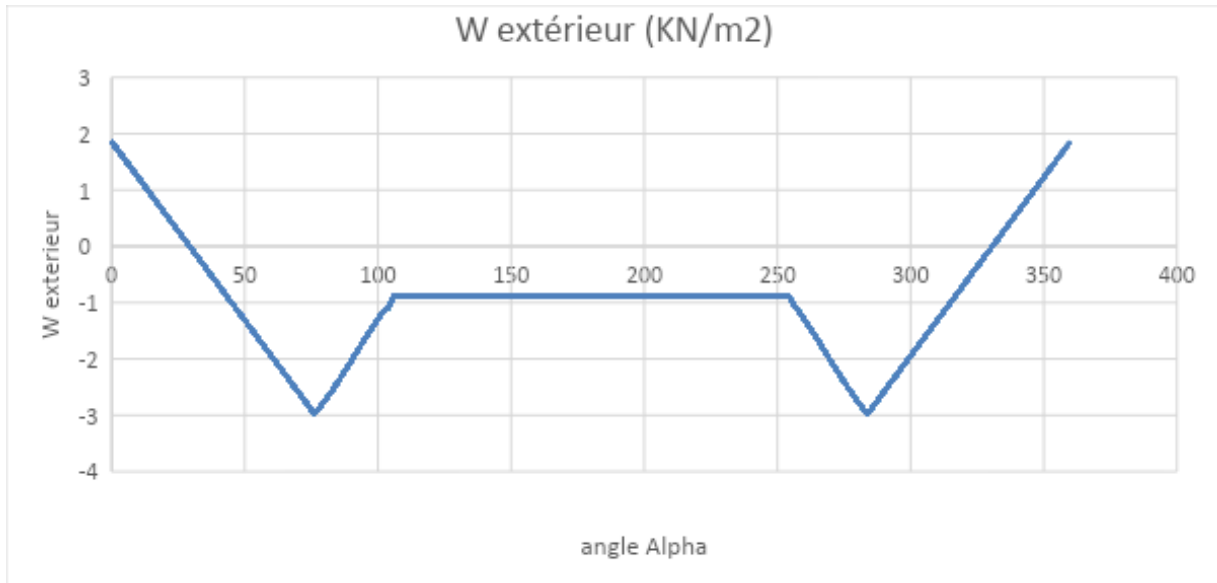


Figure 47: Distribution de la pression du vent sur le cylindre

b. Vent sur carré

Le zonage de la paroi parallèle à la direction du vent est illustré à la Figure 48.

En fonction des données des Figure 27 et Figure 28, et par interpolation linéaire, la pression du vent a été calculée avec EXCEL. Les résultats pour les différentes zones sont repris dans le Tableau 35.

Tableau 35: paramètres de calcul de l'action du vent sur le carré

	Ze₁	Ze₂	Ze₃	Ze₄
	5,3	8,4	13,7	19
	Cr₁	Cr₂	Cr₃	Cr₄
	0,618529	0,65915	0,789092	0,869567
	Ce₁	Ce₂	Ce₃	Ce₄
	1,31515	1,428295	1,8124	2,067214
	q_{p1}	q_{p2}	q_{p3}	q_{p4}
	1,183635	1,285465	1,63116	1,860493
Pression du Vent en KN/m ²	W_{extérieur 1}	W_{extérieur 2}	W_{extérieur 3}	W_{extérieur 4}
A	-1,18364	-1,31119	-1,63116	-1,86049
B	-0,94691	-1,11353	-1,30493	-1,48839
D	0,946908	1,088617	1,304928	1,488394
E	-0,35509	-0,38564	-0,48935	-0,55815

ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

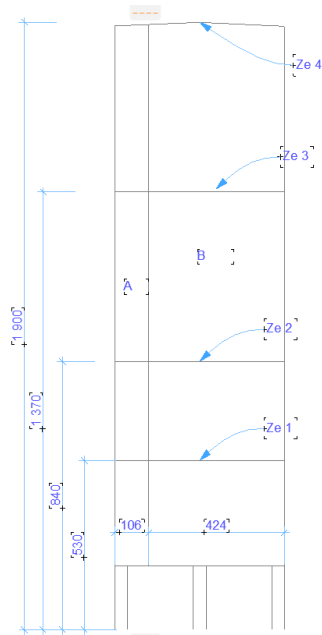
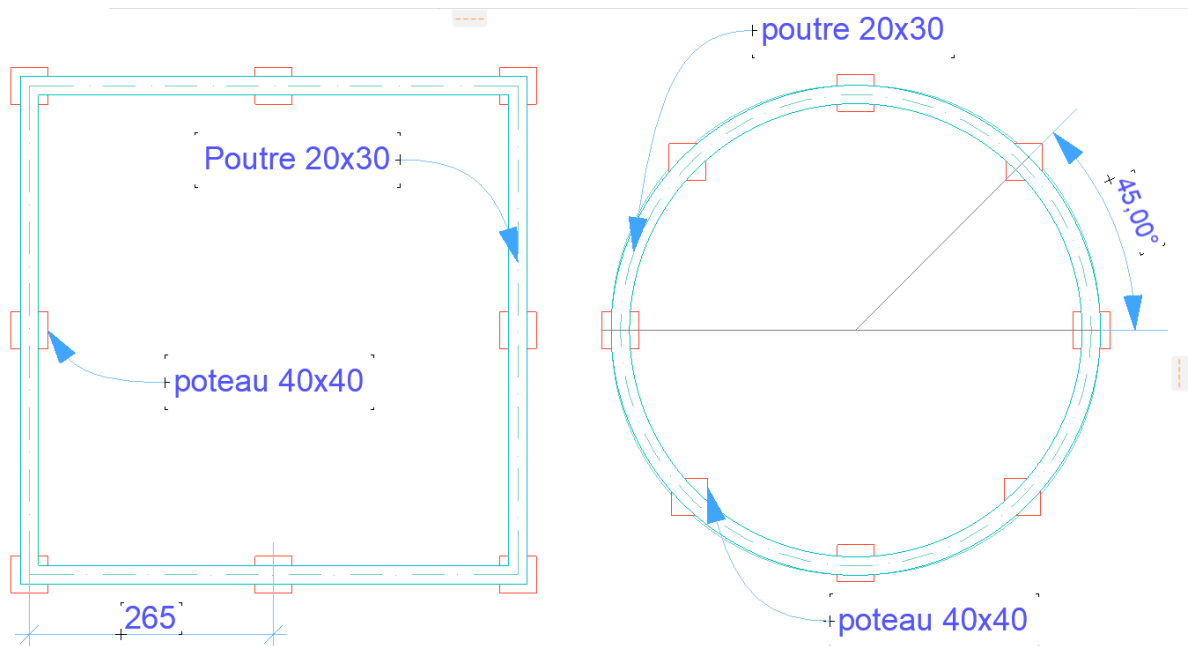


Figure 48: subdivision de la parois verticales du modèle carré pour les faces parallèles au vent

ANNEXE 4: Schéma de disposition des poteaux de support sur les contours des modèles



ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

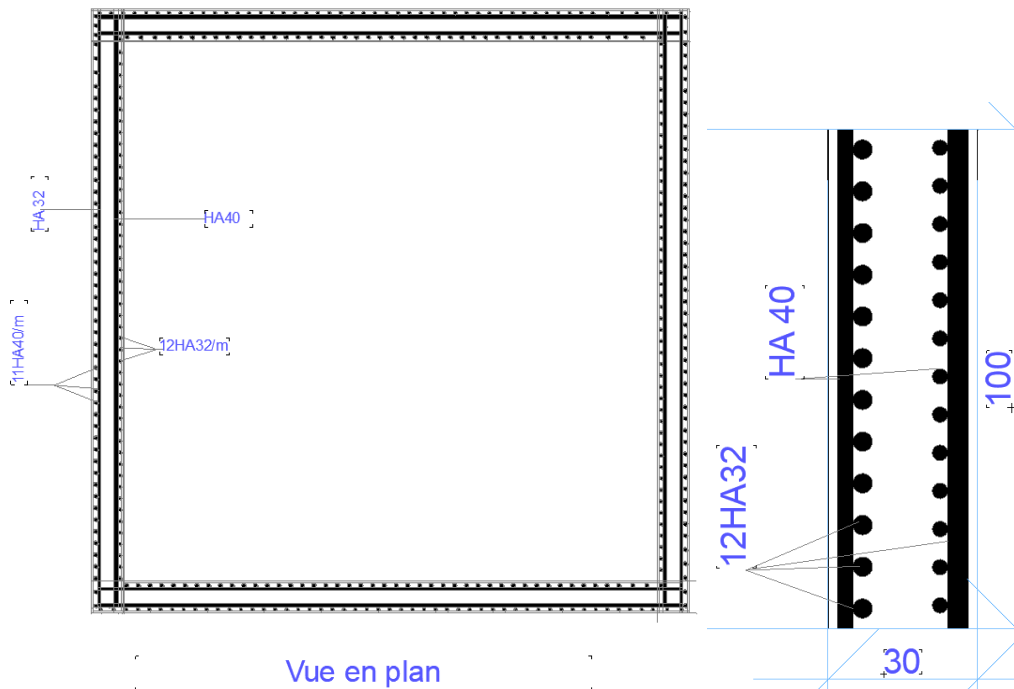
ANNEXE 5: Abaque d'armature [44]

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

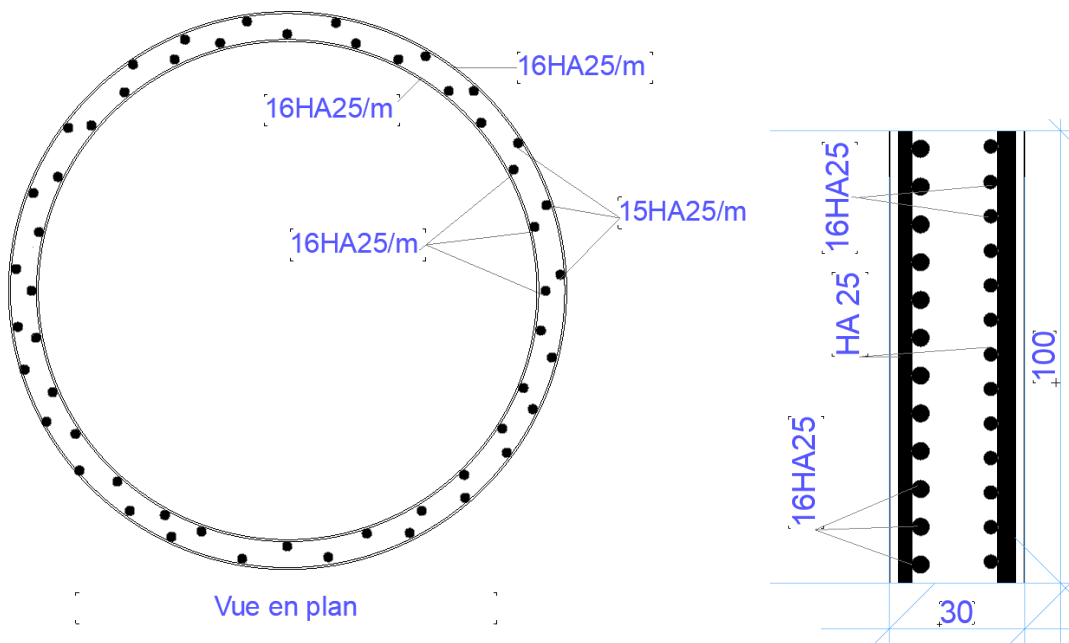
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

ANNEXE 6 :Schéma de ferrillage des parois verticales du modèle carré

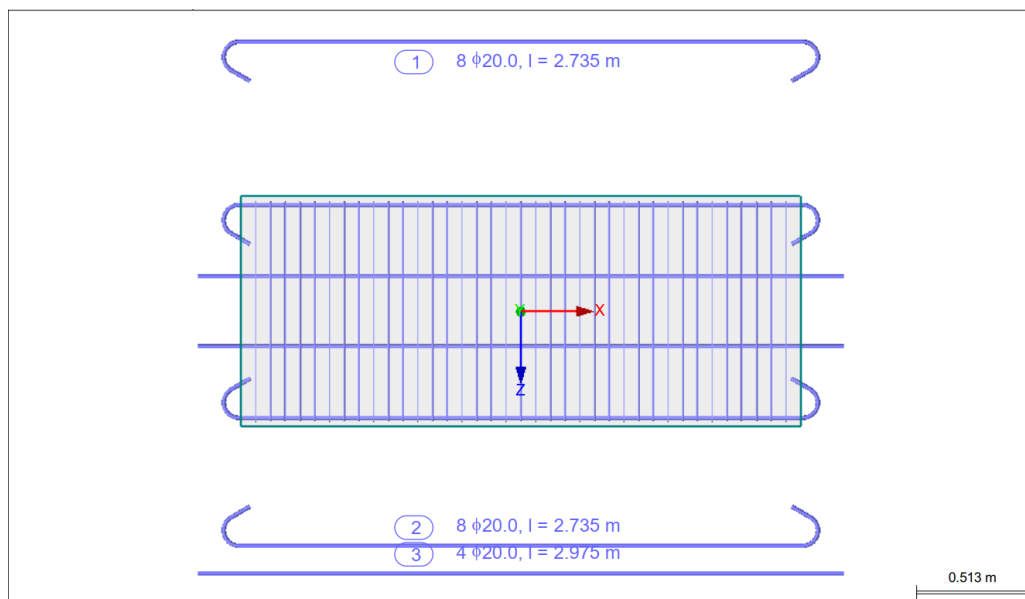


ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

ANNEXE 7: Schéma de ferrailage des parois verticales du modèle circulaire



ANNEXE 8: Schéma de ferrailage d'une section de la poutre du modèle carré



ETUDE STRUCTURALE DES SILOS CARRE ET CYLINDRIQUE EN BETON ARME
SERVANT DE STOCKAGE DE 300m³ DE MAÏS DANS LA VILLE DE GOMA

ANNEXE 8: Schéma de ferrailage d'une section de la poutre du modèle circulaire

