



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université d'Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Travaux Publics

Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master
Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : Structures

Thème :

**COMPORTEMENT NON LINEAIRE DUN CHÂTEAU D'EAU
SOUS CHARGEMENT SISMIQUE**

PRESENTÉ PAR :

GUELLIL ABDERRAHMANE

KENNOUN OMAR

Soutenu le : 21 Juin 2023.

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENTE: DR BENDOUINA KHADIDJA

EXAMINATEUR : PR GUENANECHÉ BOUCIF

ENCADREURS: DR DERBAL RACHID

PR AMARA KHALED

ANNEE UNIVERSITAIRE 2022/2023

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents à ma petite famille et surtout mes petits-enfants

Abdelmoudjib et Israa, à mes frères et sœurs de leurs aides et soutien moral

A mon binôme et mon ami Omar qui a été vraiment persévérant et patient le

long de ce travail

A tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études

A toute la promotion Génie civil 2022/2023

GUELLIL ABDERRAHMANE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*A mes chers parents à ma famille, à mes frères et sœurs de leurs aides et soutien
moral*

*A mon binôme et mon ami Abderrahmane qui a été vraiment persévérant et
patient le long de ce travail*

A tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études

A toute la promotion Génie civil 2022/2023

KENNOUN OMAR

Remerciement

Nous remercions avant tout, le dieu le tout puissant de nous avoir indiqué le chemin du savoir, De nous avoir donné la passion et la patience d'accomplir ce travail

Nous remercions nos chères familles de leurs soutien moral

Mes remercions nos Encadreurs Dr. DERBAL et Pr. AMARA pour leurs conseils, consultations et leurs Orientations

Nous tenons à remercier Dr. BENDOUINA et Pr. GUENANECHÉ d'avoir accepté être membres du jury et qui nous ferons l'honneur de juger notre modeste travail

Nous adressons nos remerciements à ceux qui nous entourent et à tous ceux qui ont contribué à notre aide de près et de loin

Résumé

Les châteaux d'eau sont des ouvrages de grande importance. Ces structures jouent un rôle crucial dans l'approvisionnement en eau des zones urbaines et rurales en maintenant une pression constante les réseaux de distribution. L'ouvrage objet de ce travail est un château d'eau sous forme tronconique d'une capacité 500m^3 implanté au nord de la ville de Mecheria wilaya de Naama. L'objectif principal est de réaliser une étude détaillée de ce château d'eau. Sur la base des paramètres statiques et dynamique de cette structure, des analyses statique et dynamique ont été mené. Par la suite, un modèle tridimensionnel en éléments finis du château d'eau a été réalisé. En utilisant le code de calcul SAP2000, une étude sismique linéaire et non-linéaire été entrepris. L'analyse statique non-linéaire (Pushover) a été effectué afin de décrire la capacité de la structure à travers la courbe de capacité obtenue par SAP2000. Les résultats de cette étude non-linéaire ont montré que la structure est très rigide. Ainsi, une analyse linéaire suffit pour décrire le comportement réel de cette structure. Finalement, l'étude de l'infrastructure a été présentée.

Mots clés : château d'eau, modèle tridimensionnel, SAP2000, analyse dynamique, spectre de réponse, analyse pushover.

Abstract

Water towers are works of great importance. These structures play a crucial role in the water supply of urban and rural areas by maintaining constant pressure on the distribution networks. The work object of this work is a water tower in frustoconical form with a capacity of 500m³ located north of the city of Mecheria wilaya of Naama. The main objective is to carry out a detailed study of this water tower. Based on the static and dynamic parameters of this structure, static and dynamic analyzes were carried out. Subsequently, a three-dimensional finite element model of the water tower was produced. Using the SAP2000 computer code, a linear and non-linear seismic study was undertaken. The non-linear static analysis (Pushover) was carried out in order to describe the capacity of the structure through the capacity curve obtained by SAP2000. The results of this non-linear study showed that the structure is very rigid. Thus, a linear analysis is sufficient to describe the actual behavior of this structure. Finally, the study of the infrastructure was presented.

Keywords: water tower, three-dimensional model, SAP2000, dynamic analysis, response spectrum, pushover analysis.

ملخص

أبراج المياه هي أعمال ذات أهمية كبيرة. تلعب هذه الهياكل دورًا مهمًا في إمدادات المياه في المناطق الحضرية والريفية من خلال الحفاظ على الضغط المستمر على شبكات التوزيع. الهدف من هذا العمل هو برج مائي على شكل جذع مخروط بسعة 500 م 3 يقع شمال مدينة مشرية بولاية النعامة. الهدف الرئيسي هو إجراء دراسة مفصلة لبرج المياه هذا. بناءً على المعلمات الثابتة والديناميكية لهذا الهيكل ، تم إجراء تحليلات ثابتة وديناميكية. بعد ذلك ، تم إنتاج نموذج ثلاثي الأبعاد للعناصر المحدودة لبرج المياه. باستخدام برنامج الكمبيوتر SAP2000 ، تم إجراء دراسة زلزالية خطية وغير خطية. تم إجراء التحليل الثابت غير الخطي (Pushover) من أجل وصف قدرة الهيكل من خلال منحنى السعة الذي تم الحصول عليه بواسطة SAP2000. حيث أظهرت نتائج هذه الدراسة غير الخطية أن الهيكل شديد الصلابة. وبالتالي ، فإن التحليل الخطي كافٍ لوصف السلوك الفعلي لهذه البنية. وأخيرا تم عرض دراسة البنية التحتية.

الكلمات المفتاحية: برج الماء ، نموذج ثلاثي الأبعاد ، SAP2000 ، التحليل الديناميكي ، طيف الاستجابة ، تحليل التمرين.

Table des matières

Dédicace	I
Remerciement	III
Résumé	IV
Sommaire	VII
Liste des figures	XVI
Liste des tableaux	XXII
Liste des symboles	XXIII
Introduction Générale	1
Chapitre 1 : Généralités sur le Château d'Eau	
1. Introduction	6
2. Définition d'un château d'eau	6
3. Rôle et fonctions des châteaux d'eau	6
3.1 Fonctions techniques des réservoirs	7
3.2 Fonctions économiques	7
3.3 En quoi le château d'eau est-il un élément important dans la distribution de l'eau?	8
4. Les différents types de château d'eau	9
5. Principaux éléments d'un château d'eau	11
5.1 La cuve :	11
5.2 Le pylône :	12
6. Pourquoi sont-ils en hauteur?	13
	VII

7.	Construction des châteaux d'eau	14
7.1	La structure d'un château d'eau en béton armé	15
7.2	Les tâches associées à la construction du château d'eau	15
8.	Les avantages d'un château d'eau	16
9.	Conclusion	16

Chapitre 2 : Caractéristiques des Matériaux

1.	Description du château d'eau	28
2.	Les avantages d'un château d'eau	28
3.	Prédimensionnement des éléments structuraux	29
1.1.	. Introduction	29
1.2.	Les dimensions générales	30
1.2.1.	Diamètre de la Cuve	30
1.2.2.	Coupole Supérieure	30
1.2.3.	Ceinture supérieure	31
1.2.4.	Tronc de cône	31
1.2.5.	Coupole du fond	31
1.2.6.	Cheminée	32
1.3.	Le calcul du volume d'eau	32
1.3.1.	Volume du cylindre ABCD	32
1.3.2.	Volume du tronc de cône CDEF	32
1.3.3.	Volume de la cheminée A'B'GH	33
1.3.4.	Volume de la calotte sphérique EGHF	33
1.3.5.	Volume totale	33
1.3.6.	Volume de l'eau	33

1.4.	La détermination de la hauteur du fût	33
------	---------------------------------------	----

Chapitre 3 : Description et prédimensionnement des éléments du Château d'Eau

1.	Description du château d'eau	28
2.	Les avantages d'un château d'eau	28
3.	Prédimensionnement des éléments structuraux	29
1.1.	Introduction	29
1.2.	Les dimensions générales	30
1.2.1.	Diamètre de la Cuve	30
1.2.2.	Coupole Supérieure	30
1.2.3.	Ceinture supérieure	31
1.2.4.	Tronc de cône	31
1.2.5.	Coupole du fond	31
1.2.6.	Cheminée	32
1.3.	Le calcul du volume d'eau	32
1.3.1.	Volume du cylindre ABCD	32
1.3.2.	Volume du tronc de cône CDEF	32
1.3.3.	Volume de la cheminée A'B'GH	33
1.3.4.	Volume de la calotte sphérique EGHF	33
1.3.5.	Volume totale	33
1.3.6.	Volume de l'eau	33
1.4.	La détermination de la hauteur du fût	33

Chapitre 4 : Etude Statique

1.	Description et principe de calcul des éléments du château d'eau	36
----	---	----

1.1.	Coupole supérieure	36
1.2.	La ceinture supérieure	36
1.3.	La cuve tronconique	36
1.4.	La coupole de fond	36
1.5.	La cheminée	36
1.6.	La ceinture inférieure	37
1.7.	Le fût	37
2.	Etude statique	37
1.8.	La coupole supérieure	37
1.9.	La ceinture supérieure	41
1.10.	La cuve tronconique	43
1.10.1.	Détermination des efforts et ferrailage dans chaque tranchée de la cuve pleine	44
1.11.	La coupole de fond	47
1.12.	La ceinture inférieure	50
1.13.	La cheminée	53

Chapitre 5 : Evaluation de la Période d'Oscillation

I.	Evaluation de la période d'oscillation	56
I.1	Méthode de console	56
I.2	. Le calcul du centre de gravité Z et le poids P des éléments	57
I.2.1	Le centre de gravité de chaque élément	57
I.2.2	Le calcul du poids P des éléments	59

Chapitre 6 : Etude Sismique – Etude Hydrodynamique– Etude dynamique en utilisant SAP2000

1.	Etude sismique	70
1.1.	Evaluation de la force sismique	70
1.2.	Principe de modélisation	73
2.	Etude hydrodynamique	81
2.1.	Introduction	81
2.2.	Le calcul des paramètres	82
2.2.1.	Le rayon	82
2.2.2.	Principe de la méthode approchée de calcul d’après HOUZNER	82
2.2.3.	Calcul des poids	83
2.2.4.	Le calcul des hauteurs h_i et h_0	84
2.2.5.	Calcul de la pulsation ω_n	84
2.2.6.	Calcul des constantes de raideur « K1 » et « K0 »	84
2.2.7.	Calcul des pulsations propres ω_1 et ω_2 du 1er et 2eme mode de vibration du système	86
2.2.8.	Calcul des facteurs de participation (K1) et (K2)	87
2.2.9.	Calcul des déplacements horizontaux	88
2.2.10.	Calcul de la force horizontale	89
2.2.11.	Calcul des sollicitations dans l’ouvrage	90
2.2.12.	Détermination de la hauteur des vagues	92
3.	Analyse dynamique en utilisant SAP2000	93
3.1.	Introduction	93
3.2.	Les étapes de la modélisation	93
3.3.	Modèle tridimensionnel du château d’eau	93

3.4.	Analyse modale	94
3.5.	Analyse dynamique sous SAP2000	98
3.5.1.	Coupole supérieure	98
3.5.2.	Ceinture supérieure et inférieure	100
3.5.3.	La cuve tronconique	100
3.5.4.	La coupole de fond	102
3.5.5.	La cheminée	103
3.5.6.	Le fût	105

Chapitre 7 : Analyse statique non linéaire

1.	Introduction	110
2.	Analyse statique non linéaire (PUSHOVER)	110
2.1.	Définition	110
2.2.	But de l'analyse pushover	112
2.3.	Hypothèse d'élaboration de l'analyse « PUSHOVER »	112
2.3.1.	Principe de la méthode	113
2.3.2.	Analyse pushover avec SAP2000	113
2.3.3.	Les différents guides de l'analyse pushover	113
2.3.4.	Courbe de capacité	114
2.3.5.	Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacement	115
2.3.6.	Détermination du spectre inélastique (spectre réduit par approche en ductilité)	116
2.3.7.	Point de performance	116
2.3.8.	Rotule plastique	117
2.3.9.	Niveaux de dommages	118

2.3.10. Idérialisation bilinéaire de la courbe de capacité	119
3. Application de l'analyse de « pushover » sur notre structure	121
3.1. Détermination de la courbe de capacité	121
3.1.1. Définition du comportement non linéaire des voiles	121
3.2. Définition du chargement de l'analyse pushover	123
3.3. Résultats de l'analyse pushover	125
3.3.1. La courbe pushover de la structure	125
3.3.2. Courbe de capacité spectrale	126
3.3.3. Le déplacement cible	130
4. Ductilité	133
5. Conclusion	134

Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

1. Introduction	137
2. Dimensionnement du radier	137
2.1. Calcul de la hauteur du radier	137
2.2. Calcul du diamètre de radier	138
2.3. Vérification de la stabilité de l'ouvrage	141
2.4. Ferrailage de la fondation	143
2.4.1. Détermination de la charge appliquée sur le radier (P)	143
2.4.2. Calcul de ferrailage	146

Conclusion Générale	151
----------------------------	-----

Références Bibliographiques	154
------------------------------------	-----

Annexe A	155
-----------------	-----

Liste des Figures

Chapitre 1 : Généralités sur le Château d'Eau

Figure 1-1 Diagramme de distribuer stocker d'eau	4
Figure 1-2 Réservoir de type colonne capacité 1000m ³	5
Figure 1-4 Réservoir de cuve conique avec fut conique 200 m ³	6
Figure 1-6 Cuve à fort encorbellement capacité de 1600 m ³	7
Figure 1-10 Pylône sur poteau.....	8
Figure 1-13 Bouteille à 20 cm du sol.....	10
Figure 1-14 Bouteille à 40 cm du sol.....	10
Figure 1-15 La structure d'un château d'eau en béton armé.....	11

Chapitre 2 : Caractéristiques des Matériaux

Figure 1 Schéma explicatif du coefficient de poisson	17
Figure 2 Diagramme de calcul parabole-rectangle	19
Figure 3 Diagramme correspond à un comportement linéaire élastique	19
Figure 4 Diagramme contrainte-déformation	21

Chapitre 3 : Description et prédimensionnement des éléments du Château d'Eau

Figure 3-1 Château d'eau.....	24
Figure 3-2 Dimension et symboles utilisés dans le calcul	26

Chapitre 4 : Etude Statique

Figure 4-1 La coupole supérieure	33
--	----

Figure 4-2 Ferrailage de la coupole de couverture	36
4-3 La ceinture supérieure.....	37
Figure 4-4 Ferrailage de la ceinture supérieure.....	38
Figure 4-5 La cuve tronconique.....	39
Figure 4-6 Ferrailage de la paroi de la cuve.....	43
Figure 4-7 La coupole de fond	44
Figure 4-8 Ferrailage de la coupole de fond	46
Figure 4-9 La ceinture inférieure	47
Figure 4-10 Ferrailage de la ceinture inferieure	48
Figure 4-11 La cheminée	49
Figure 4-12 Ferrailage de la cheminée.....	51

Chapitre 5 : Evaluation de la Période d'Oscillation

Figure 5-1 cuve tronconique.....	53
Figure 5-2 La coupole	53
Figure 5-3 Dimensions du lanterneau	55
Figure 5-4 La coupole supérieure	55
Figure 5-5 La coupole inferieure	56
Figure 5-7 Ceinture inferieure	58
Figure 5-8 Cheminée.....	58
Figure 5-9 Le fut.....	59
Figure 5-10 Diamètre de cuve tronconique	60

Chapitre 6 : Etude Sismique – Etude Hydrodynamique – Etude dynamique en utilisant SAP2000

Figure 6-1 Présentation des forces sismiques.....	68
Figure 6-2 Présentation des réactions à l’encastrement cas «cuve vide »	70
Figure 6-3 Diagramme des moments et efforts tranchants «cuve vide».....	72
Figure 6-4 Diagramme des moments et efforts tranchants «cuve vide».....	73
Figure 6-5 Diagramme des moments et efforts tranchants «cuve Pleine».....	75
Figure 6-6 Modélisation du château d’eau	77
Figure 6-7 Présentation des réaction à l’encastrement	85
Figure 6-8 Modele tridimensionel de la structure du chateau d'eau	88
Figure 6-9 Mode de vibration N°01	89
Figure 6-10 Mode de vibration N°02	90
Figure 6-11 Mode de vibration N°03	91
Figure 6-12 Effort normal dans la coupole	92
Figure 6-13 Cartographie des moments de flexion dans la coupole supérieure	93
Figure 6-14 Effort de traction de ceinture	93
Figure 6-15 Cartographie des efforts de traction à de la cuve à ELU	94
Figure 6-16 Moments fléchissant de la cuve à ELU	95
Figure 6-17 Cartographie des efforts internes dans la coupole de fond ELU	96
Figure 6-18 Cartographie des efforts internes dans la coupole de fond ELU	96
Figure 6-19 Cartographie des efforts internes de la cheminée ELU	97
Figure 6-20 Cartographie du moment de la cheminée ELU	98
Figure 6-21 Cartographie des Moments fléchissant	99
Figure 6-22 Cartographie des Efforts tranchants	100

Chapitre 7: Analyse statique non linéaire

Figure 7.1. Signification physique de la courbe de capacité	103
Figure 7.2. Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité	103
Figure 7.3. Le système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés	104
Figure 7.4. Courbe de capacité spectrale	105
Figure 7.5. Courbe de capacité	106
Figure 7.6. Courbe de capacité (Sa-Sd).	107
Figure 7.7. Transformation ADRS du spectre de réponse	108
Figure 7.8. Point de performance	109
Figure 7.9. Endommagement d'un portique deux étages par flexion	110
Figure 7.10. Courbe de déformation plastique	110
Figure 7.11. Idéalisation selon Pauly & Priestley	112
Figure 7.12. Idéalisation selon le FEMA -356	112
Figure 7.13. Introduction les non linéarité des voiles	113
Figure 7.14. Introduction des données des voiles	114
Figure 7.15. Introduction des données des voiles	114
Figure 7.16. Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires	115
Figure 7.17 Définition du chargement de l'analyse pushover	116
Figure 7.18. Détermination du nœud de contrôle.	116
Figure 7.19. Courbes de capacité pushover dans le sens radial	117
Figure 7.20. Courbe idéalisée de capacité pushover dans le sens radial	118
Figure 7.21. Combinaison de la courbe de capacité et le chargement spectral	119
Figure 7.22 Détermination du point de performance dans le sens radial	119
Figure 7.23. Combinaison de la courbe de capacité et courbe idéalisée force	121

Figure 7.24. Combinaison de la courbe de capacité et courbe idéalisée force	121
Figure 7.25. Idéalisations selon le FEMA - 356 pour push xx (sens radial).	124
Figure 7.26. Ductilité en déformations	126

Chapitre 8 : Etude de l'Infrastructure

Figure 8-1 Dimensions du radier	128
Figure 8-2 Schéma statique	135
Figure 8-3 Schéma statique de la superposition	135
Figure 8-4 Section de calcul	137
Figure 8-5 Ferrailage de fondation (vu en plan)	140
Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. -6	
Ferrailage de fondation (coupe transversale)	141

Annexe A

Figure A-1. Diagramme des efforts axiaux suivant XX	157
Figure A-2. Diagramme des efforts axiaux suivant YY	158
Figure A-3. Diagramme des efforts axiaux suivant XY	159
Figure A-4. Diagramme des moments suivant XX	160
Figure A-5. Diagramme des moments suivant YY	161
Figure A-6. Diagramme des moments suivant XY	162
Figure A-7. Diagramme des efforts tranchants suivant XY	163
Figure A-8. Diagramme des efforts tranchants suivant YZ	164

Annexe B

Figure B-1. Diagramme des efforts axiaux maximums suivant XX (analyse non linéaire)	
--	--

	166
Figure B-2. Diagramme des efforts axiaux maximums suivant YY (analyse non linéaire)	
	166
Figure B-3. Diagramme des efforts axiaux maximums suivant XY (analyse non linéaire)	
	167
Figure A-4. Diagramme des moments maximums suivant XX (analyse non linéaire)	
	168
Figure A-5. Diagramme des moments maximums suivant YY (analyse non linéaire)	
	169
Figure A-6. Diagramme des moments maximums suivant XY (analyse non linéaire)	
	170
Figure A-7. Diagramme des efforts tranchants maximums suivant XY (analyse non linéaire)	
	171
Figure A-8. Diagramme des efforts tranchants maximums suivant YZ (analyse non linéaire)	
	172

Liste des Tableaux

Tableau 4-1 Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à plein en ELU.....	40
Tableau 4-2 Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à plein en ELS	41
Tableau 4-3 Tableau des armatures	41
Tableau 4-4 L'effort du au poids propre et la pression de l'eau	42
Tableau 5-1 Calcul du poids de lanterneau	54
Tableau 5-2 Calcul du poids de la coupole supérieure	56
Tableau 5-3 Calcul poids de la coupole inférieure	57
Tableau 5-4 Calcul de Poids de la cuve	60
Tableau 5-5 Récapitulatif des poids des éléments.....	61
Tableau 5-6 Hauteur et poids de chaque élément	62
Tableau 6-1 valeurs des penalties P_q	66
Tableau 7.1. Résultats globaux de l'analyse Pushover sous forme (sa-sd)	120
Tableau 7.2. Valeurs du coefficient C_0	122
Tableau 7.3. Valeurs du coefficient C_1	123
Tableau 8-1 Tableau récapitulatif des moments fléchissant	136

Liste des symboles

A, AS, Amin : Aire de la section d'acier

E: Module d'élasticité longitudinale

Eij: Module de déformation longitudinale instantanée du béton

Evj : le module de déformation longitudinal différée du béton

Es: Module «DE YOUNG » d'élasticité de l'acier

G: Charge permanente

Q: Charge d'exploitation

U: Coefficient ultime de cisaillement du béton

ν : Coefficient de poisson

θ Coefficient qui tient compte de la durée d'application du chargement

Fbu: La contrainte limite dans le béton à l'ELU.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : Le coefficient partiel de sécurité

σ_s : La contrainte limite de traction dans les aciers

η : Coefficient de fissuration

f : flèche;

F: Résistance d'un matériau

F_e : Limite d'élasticité de l'acier

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton en fonction du temps

F_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton en fonction du temps

F_{c28} et F_{t28} : grandeurs précédentes avec $j=28$ jours

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression du béton

σ_s : Contrainte de traction dans l'acier

σ : Contrainte normale en général

B : Section du béton.

D et D': Respectivement distance du bar y centre des armatures tendues et comprimées, à la fibre extrême la plus comprimée.

H: hauteur totale d'une section de béton armé

ε : Déformation relative

s : Allongement relatif de l'acier tendu

\square_{bc} : La déformation du béton à la compression.

Q_j (moy): Consommation moyenne journalière en m^3/j .

q_i : Dotation journalière en l/j/usager.

N_i : Nombre d'utilisateurs pour différentes catégories de consommateurs

P_n : la population à l'horizon considéré (2049)

N : le nombre d'année séparant l'année de l'horizon considéré à l'année de référence

Q_j (max): *la consommation maximale journalière*

K_j (max) : coefficient de variation journalier,

Q_h (max) : le débit maximum horaire

Q_n : la norme de consommation journalière par habitant.

J : Perte de charge en mètre d'eau par mètre de canalisation.

ΔV_+ : Excédent en eau à différentes heures de la journée

ΔV_- : Insuffisance en eau à différentes heures de la journée

V_{inc} : Réserve d'incendie=120m³/s

ΔT : variation horaire

A_h : coefficient de répartition horaires de s apports en fonction des heures et de la population (en%).

R : le rayon de courbure

r : Rayon intérieur de réservoir.

f : Fleche de coupole

V_t : Volume totale

V : Volume d'eau

j : perte hydraulique en mm/m

D : diamètre de la conduite en m

K : Coefficient de rugosité, en mètres

L : la distance entre le château d'eau et le point le plus éloigné

S : Surface de la coupole

ρ_e : Poids volumique de l'eau

P : poids de la masse concentrée en KN.

P_1 : poids du support (fut) par unité de longueur.

I : moment d'inertie de la section transversale du support

E : moment de déformation de béton en KN/m².

Z : hauteur de centre de gravité de la gravité de la masse oscillante (cuve) Par rapport à l'encastrement

g : l'accélération de la pesanteur

Z_i =centre de gravité de l'élément "i" considéré

P_i = poids de l'élément "i"

ω_n : la pulsation propre

K_1 et K_0 : constantes de raideur

B : Aire de la section du béton.

Br: Section réduite du béton qui tient compte des imperfections de réalisation.

Mt: Moment tangentielle;

Mr: Moment radial par unité de longueur; Mu:

Moment de calcul ultime

Mser: Moment de calcul de service ou d'utilisation

F: effort normale de traction

P: Périmètre d'un carré

P': Périmètre d'un cercle

Uc: Diamètre de contour au niveau du feuillet moyen

Qu: poids de la structure à L'ELU

W: module de flexion

Introduction Générale

Introduction générale

L'eau est une ressource vitale pour le développement démographique et économique de la planète et sa problématique ne se pose pas dans les mêmes termes selon le niveau de développement économique social et politique atteint par les différents pays. Le déséquilibre entre une demande sans cesse croissante et une offre réduite, pose le problème de la gestion de sa rareté. La répartition inégale de cette ressource sur l'ensemble des pays, crée des tensions et en fait une source de conflits. Ces constats ont été à la base de rencontres internationales sur la question et à l'émergence de certaines décisions universellement admises. Dans le bassin méditerranéen et en Algérie, la question de l'eau se pose surtout en termes de disponibilité, de qualité de l'eau et de gestion de cette ressource rare en fonction des priorités des secteurs utilisateurs (tourisme, agriculture).

Un château d'eau est une construction indispensable dans la vie humaine, destinée à entreposer l'eau, et placée en général sur un sommet géographique pour permettre de la distribuer sous pression.

L'entreposage de l'eau dans un réservoir joue un rôle de tampon entre le débit demandé par les abonnés et le débit fourni par la station de pompage.

Il permet ainsi d'éviter de démarrer trop souvent les pompes et de les protéger.

L'entreposage de l'eau permet également de faire face aux demandes exceptionnelles en cas d'incendie.

Le château d'eau tient une place importante dans le paysage. Il a été souvent décrié car il occasionne une « pollution visuelle », mais l'expérience montre qu'il demeure une solution économique fiable, qu'il peut être esthétique

L'augmentation de la population a conduit à la souffrance de plusieurs régions d'Algérie d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable. Alors doivent

être construire plus de réservoir Pour réaliser la distribution, la consommation pour satisfaire la population.

L'évolution de la technologie amène les ingénieurs à réaliser des structures de plus en plus complexes, couteuses et soumise à des contraintes de sécurité sévères, et pour réaliser ces structures l'ingénieur a recours aux méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

En effet pour faire une évaluation structurale fiable des structures soumises au chargement sismique, les méthodes linéaires élastiques (méthode statique équivalente, analyse modale spectrale) s'avèrent insuffisantes du fait qu'elles n'approchent pas du comportement réel de la structure.

Plusieurs méthodes de calculs ont été développées afin d'estimer les différents dommages des structures, la méthode la plus utilisée et la plus simple c'est la méthode qui est basée sur le calcul non linéaire en poussée progressive **Pushover**.

L'analyse **pushover** est une analyse statique non linéaire conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement horizontal (séisme) croissant jusqu'à l'effondrement.

Cette méthode permet de tracer la courbe de capacité donnée par la variation de l'effort tranchant a la base en fonction de déplacement au sommet et de définir des degrés d'endommagement progressifs relies a la fonction d'une installation utile notamment dans une démarche de diagnostic sismique.

Notre objectif est d'aboutir une bonne conception sur le plan technique et économique tout en passant par l'étude statique équivalente qui est l'analyse et le dimensionnement de la structure tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (RPA 99

version 2003, BAEL 91 modifié 99) le deuxième concerne l'analyse non linéaire de cette même structure par la méthode statique non linéaire en poussée progressive Pushover .

Ce travail est passé par plusieurs étapes, et notre processus a suit les chapitres suivants

- Le premier chapitre consiste en des généralités sur les châteaux d'eau leurs fonctionnement.
- Le deuxième chapitre traite les caractéristiques des matériaux et leurs propriétés.
- Le troisième chapitre porte sur le description et prédimensionnement des différents éléments constituant l'ouvrage.
- Le quatrième chapitre, illustre le calcul statique des différents éléments du château d'eau.
- Le cinquième chapitre, vise le calcul de la période d'oscillation, le centre de gravité de chaque élément et le poids des éléments
- Le sixième chapitre, l'étude sismique, l'étude hydrostatique et l'étude dynamique en utilisant SAP2000, afin de déterminer les sollicitations qui peuvent être engendrées dans des différents éléments constituant la cuve, avec les différents chargements (charges permanentes, d'exploitations). Comme la présente étude concerne un réservoir surélevé, l'étude hydrodynamique complétera le calcul sismique, où nous avons utilisé la méthode approchée D'HOZNER
- L'analyse statique non linéaire (pushover) est élaborée dans le septième chapitre, où nous avons illustré toutes les étapes suivies dans cette méthode.
- Dans le huitième chapitre on va voir le calcul des fondations et la détermination de toutes les sollicitations.

- Conclusion générale où on récapitule les principaux résultats aboutis ainsi que leurs discussions.

Chapitre 1

Généralités sur les Châteaux d'Eau

1. Introduction

Le grand souci dans notre vie est comment obtenir de l'eau et le garder saint et surtout ne pas le gaspier pour cela la nécessité de réaliser un château d'eau est indispensable

Le Principe est de stocker l'eau sur les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente.

Les châteaux d'eau sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue, ils trouvent le plus souvent leur défaillance dans des insuffisances au niveau de leur conception.

Ces raisons montrent l'importance qu'il convient d'accorder à la phase de conception de l'ouvrage. Un ouvrage bien conçu sera facile à exploiter et requerra des travaux d'entretien faciles et simples. La conception des châteaux d'eau doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants:

- Conserver la qualité de l'eau stockée.
- Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

2. Définition d'un château d'eau

Un château d'eau est un réservoir élevé de plusieurs forme (cylindrique, conique... etc.) posé sur des pylônes, voiles, ou poteaux de grandes hauteurs, contenant d'eau. Il est destiné à alimenter une agglomération (village, cité, caserne, hôpital, lycée...etc.).

Un château d'eau est une construction calée en général sur un sommet géographique permettant de stocker de l'eau et de fournir le réseau de distribution en eau sous pression (la pression idéale chez un particulier est entre 2 et 3 bars). Chaque différence de niveau de 10 mètres correspond à une variation de 1 kg/cm².

Les habitations qui se trouvent dans le fond d'une vallée auront donc une pression plus élevée que celles qui se trouvent plus haut.

3. Rôle et fonctions des châteaux d'eau

Le rôle des châteaux d'eau a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut en suite de parer à un incident survenu dans l'adduction.

Les fonctions générales des châteaux d'eau potable sont multiples:

3.1 Fonctions techniques des réservoirs

- Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Sécurité d'approvisionnement.
- Régulation de la pression.
- Simplification de l'exploitation.

3.2 Fonctions économiques

Puis que le château d'eau dans notre étude est un réservoir de tête, dans ce cas :

- Les équipements de refoulement travaillent avec une charge constante c'est-à-dire réduction des dépenses énergétiques.
- Le réseau se trouve sous une charge stable créée par le château d'eau.

3.3 En quoi le château d'eau est-il un élément important dans la distribution de l'eau?

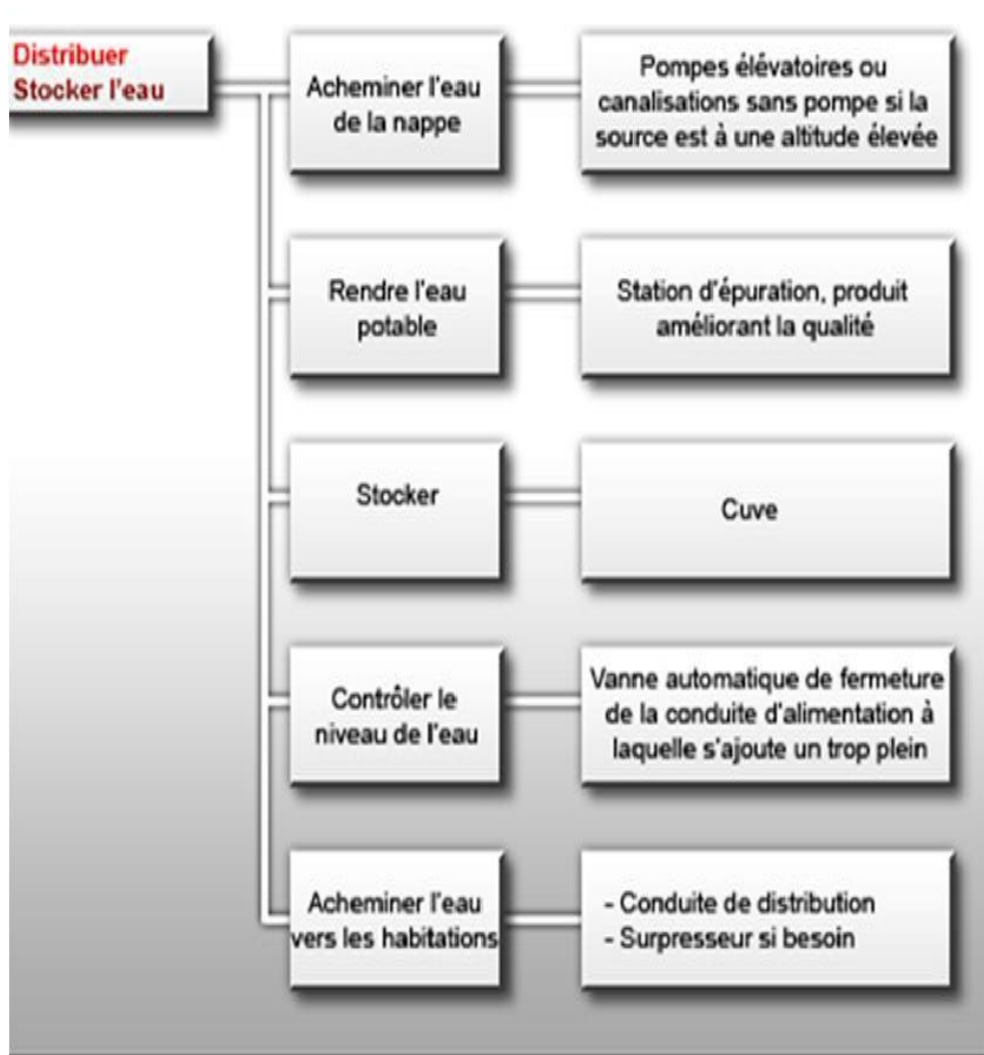


Figure 3-1 Diagramme de distribuer stocker d'eau

4. Les différents types de château d'eau

❖ Réservoir de type colonne:

Le diamètre du fût et de la cuve sont identiques et constant sur toute la hauteur.



Figure 4-1 Réservoir de type colonne
capacité 1000m³



Figure 4-3 Réservoir de type colonne de
capacité 700 m³

❖ Cuve conique avec fût droit ou fût conique:

Ce type de réservoir se caractérise par une forme conique inversée de la cuve. Cette dernière repose sur un fût conique ou droit. La capacité de ces réservoirs ne dépasse pas les 500 m³.



Figure 4-2Réservoir de cuve conique avec fût conique 200 m³



Figure 4-5Réservoir de fût conique avec fût inverse de capacité 200 m³

❖ Cuve à fort encorbellement:

Elle se caractérise par une cuve avec un voile fortement incliné ou droit, et un fût étroit et haut sur lequel est implantée la cuve. Le diamètre du fût peut être variable sur la hauteur.



Figure 4-3 Cuve à fort encorbellement capacité de 1600 m³



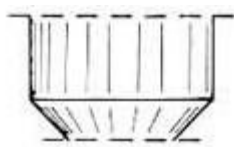
Figure 4-7 Cuve à fort encorbellement et la capacité 2000 m³

5. Principaux éléments d'un château d'eau:

5.1 La cuve :

La cuve est un grand récipient destiné du liquide. la cuve est composée de trois parties:

a) Les parois:



Parois cylindro-conique



Parois conique



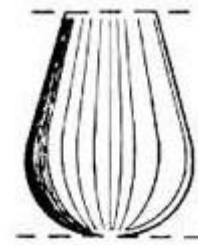
Parois cylindrique



Parois tronconique



Paroi hyperbolique

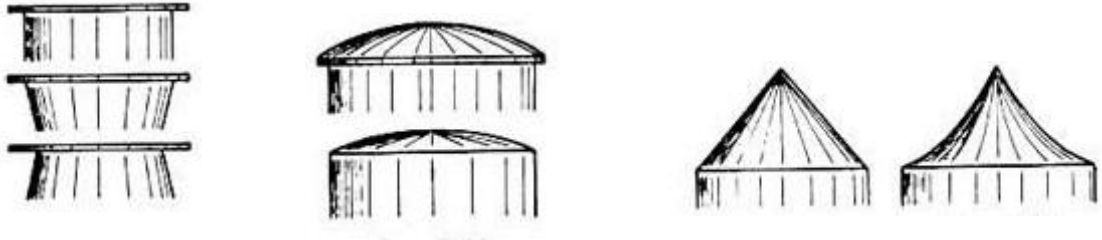


Parois tulipe

Figure 5-8 Les différentes parois de la cuve

b) **La couverture:**

Elle peut être sous la forme d'une dalle plate, une coupole sphérique, un cône, une dalle plate avec arrondis, une demi sphère.



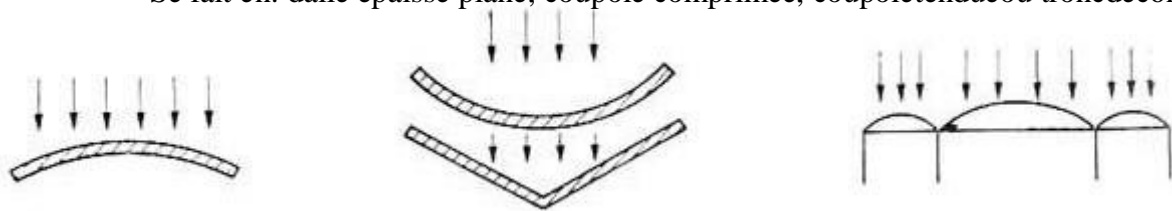
Un dalle plate

Une coupole sphérique

Un cône

Figure 5-9 Les différentes couvertures de la cuvec) **Le fond:**

Se fait en: dalle épaisse plane, coupole comprimée, coupole tendue ou tronc de cône, coupole tendue ou tronc de cône.



Coupole comprimée

Coupole tendue ou tronc de cône

coupole avec tore périphérique

Figure 5-10 Les différents fonds de la cuve**5.2 1.5.2 Le pylône :**

Le pylône est un support de la cuve qu'on peut trouver sous forme de deux aspects distinct par pylône sur poteau ou pylône sur tour.



Figure 1.11. Pylône sur poteau

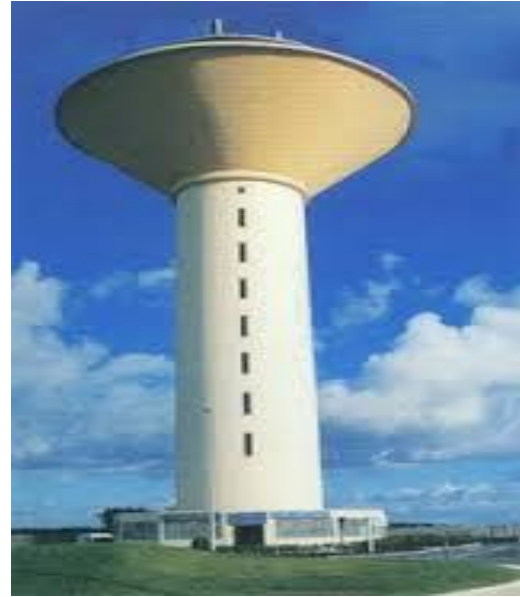


Figure 1.12. Pylône sur tour

6. Pourquoi sont-ils en hauteur?

Dans chaque habitation, le consommateur a besoin d'une eau qui coule avec un bon débit. Cela veut dire que l'eau doit être distribuée avec une certaine pression. Cette pression est la pression hydrostatique qui résulte de la position en hauteur du réservoir.

Nous avons montré par des expériences l'intérêt de positionner le château d'eau en hauteur pour avoir une pression suffisante dans les habitations.

Pour calculer le débit, nous utilisons la formule suivante:

$$D (\text{débit}) = V (\text{volume}) / T (\text{temps})$$

Expériences :

Pour montrer que la hauteur du château d'eau influe sur le débit de l'eau, on fait la même manipulation que l'expérience avec le moyen tuyau et deux hauteurs de la bouteille différentes par rapport au sol :



Figure 6-1Bouteille à 20 cm du sol



Figure 6-2Bouteille à 40 cm du sol.

On obtient donc les valeurs suivantes:

A 20 cm: 49

$D=2.04\text{L/s}$

A 40 cm: 26

$D=3.8\text{L/s}$

On conclue que plus la hauteur du château d'eau est élevée plus le débit est important.

7. Construction des châteaux d'eau

Les matériaux employés dans la réalisation des châteaux d'eau devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau préservée, à cet effet, ils seront choisis pour la construction du château des matériaux durables.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température. Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité seront prévus pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçue de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (insectes, rats...etc.). Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

7.1 La structure d'un château d'eau en béton armé:

Le béton armé est le matériau de prédilection pour la construction des châteaux d'eau modernes. Il est plus résistant et a une faible sensibilité à la corrosion, permettant de donner une grande variété de formes aux réservoirs.

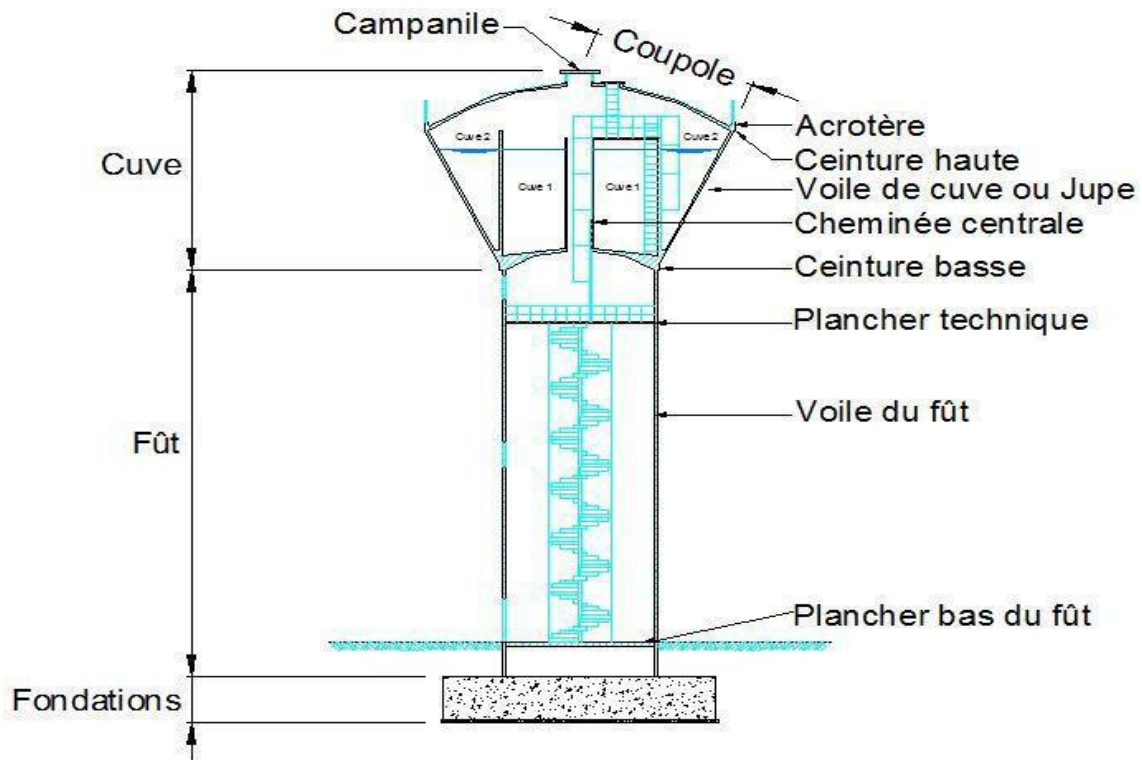


Figure 7-1 La structure d'un château d'eau en béton armé

7.2 Les tâches associées à la construction du château d'eau:

- Mise en route du projet par l'entrepreneur;
- Préparation du chantier et décapage du terrain (y compris la délimitation du chemin d'accès et des aires de stockage);
- Excavation et confirmation de la capacité portante du sol d'assise (essai géotechnique);
- Installation des semelles et mise en place de la dalle de béton;
- Construction et mise à l'essai du socle de béton;
- Réalisation des travaux de mécanique, d'électricité et d'assemblage divers associés aux commandes du château d'eau et à la station de pompage des puits ;

- Assemblage et inspection du réservoir en acier avant sa mise en place;
- Levage de la cuve;
- Installation de la tuyauterie extérieure et exécution de travaux divers sur le site;
- Documentation du projet et établissement de rapport.

8. Les avantages d'un château d'eau

- Les pompes d'alimentation fonctionnent à pression et à débit constants, donc avec à un bon rendement. La consommation en énergie est donc faible.
- Au niveau de la fiabilité, en cas de panne mécanique du pompage, le fonctionnement du réseau continue par gravité. Le château apporte au réseau de distribution une grande sécurité, car il contient en général la consommation d'une journée moyenne.
- Il permet le maintien de la pression sur le réseau de distribution, tout en autorisant les interventions techniques sur la partie amont du réservoir.
- En cas de catastrophe (tempête, feux, ...)il facilite le maintien de la distribution en eau à moindre coût.

9. Conclusion

En conclusion, nous pouvons dire que le château d'eau est une partie importante de l'acheminement de l'eau de la nappe phréatique jusqu'aux habitations. En effet, mêmes s'il n'est qu'un morceau de ce réseau, car d'autres infrastructures se présentent sur le parcours de l'eau comme les canalisations de transport et de distribution, les captages, les usines de traitement, les stations de pompage, les réservoirs au sol, il est quand même l'organe le plus important. C'est dans celui-ci que l'eau sera stockée en attendant d'être acheminé vers les habitations. C'est grâce à lui aussi que se fait la régulation de l'eau.

Chapitre 2

Caractéristiques des Matériaux

1. Eléments constituant le château d'eau

L'étude de génie civil, se fera conformément aux règles de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites « BAEL 91 », et aux règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 ».

Le château d'eau à la ville de Mecheria Wilaya de Naama à une forme tronconique, il est constitué essentiellement des éléments suivants :

- Un lanterneau.
- Une coupole de couverture.
- Une ceinture supérieure.
- Une cuve tronconique.
- Une cheminée.
- Une ceinture inférieure.
- Un fût cylindrique.
- Une Charpente métallique (échelles, passerelles).
- Une fondation.
- Caractéristiques principales du château d'eau :

1.1. Les caractéristiques principales du château d'eau étudié

- Capacité : 500 m^3
- Hauteur total du château d'eau : 31,27 m
- Hauteur d'eau dans la cuve : 4,85 m
- Niveau du trop-plein : 27,35 m

1.2. Rôle du château d'eau

Le château d'eau permet d'assurer les débits maximaux demandés pour l'AEP et en cas d'incendies. Il permet aussi de régulariser la pression dans le réseau de distribution; le niveau de la cuve doit donc être supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.

Le château d'eau doit répondre à trois exigences techniques à savoir la résistance, l'étanchéité et la durabilité.

- **Résistance** : les éléments constituant le château d'eau doivent équilibrer les efforts auxquels ils sont soumis. (poids propre, surcharges, vent, séisme.....)
- **Étanchéité** : l'ouvrage doit être étanche en éliminant la moindre fissure pour éviter les fuites qui engendrent des effets indésirables au château d'eau.
- **Durabilité** : le château d'eau doit pouvoir rester fonctionnel pendant toute sa durée de vie,

Le béton doit conserver ses propriétés intactes après le contact prolongé avec l'eau.

2. Caractéristiques des matériaux:

1.3. Le béton

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique en compression, elle se mesure à 28 jours par des essais d'écrasement en compression centrée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 32 cm de hauteur et de 16 cm de diamètre en mélangeant de manière homogène et dans des proportions convenables du ciment, sable, gravier et de l'eau. On obtient une pâte de béton qui durcit rapidement.

Pour avoir une bonne étanchéité, le béton utilisé pour la cuve et le fût est dosé à **400 kg/m³** de CPA325 et à **350 Kg/m³** de CPA 325 pour le radier

1.3.1. Résistance en compression

Le « BAEL 91 » donne la résistance à la compression «**f_{cj}**» en fonction du temps **j** par les formules suivantes :

Pour : $j \leq 28$ jours :

$$F_{c_j} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

$$F_{c_j} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad (2.2)$$

Pour $j > 28$ jours :

$$f_{c_j} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \quad (2.3)$$

Avec:

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression $j^{\text{ème}}$ jour

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression au $28^{\text{ème}}$ jour.

1.3.2. Résistance à la traction

Le BAEL 91 donne la résistance à la traction par la relation suivante :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cJ} \quad \text{Pour } f_{cJ} \leq 60 \text{ MPa} \quad (2.4)$$

Pour notre cas

$$F_{c28} = 28 \text{ MPa} \gg f_{t28} = 2,28 \text{ MPa}$$

1.3.3. Module de déformation longitudinale

Pour une durée d'application d'une charge instantanée ≤ 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (2.5)$$

$$\Rightarrow E_{ij} = 33402,47 \text{ MPa}$$

Et pour une charge de longue durée le module de déformation longitudinal différé tiendra compte du fluage et est donné par la formule :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (2.6)$$

$$\Rightarrow E_{vj} = 11235,37 \text{ MPa}$$

1.3.4. Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale. Après essais en compression sur une éprouvette de Longueur L et de dimension transversale a .

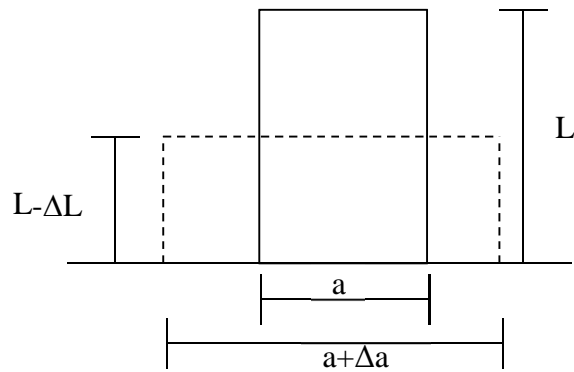


Figure 2-1 Schéma explicatif du coefficient de poisson

Les dimensions deviennent $L - \Delta L$ et $a + \Delta a$.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}} \quad (2.7)$$

ν : Coefficient de poisson :

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{pour le calcul de sollicitations à l'ELU et à l'ELS.} \\ 0,2 & \text{Pour le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissuré).} \end{cases} \quad (2.8)$$

1.3.5. Contraintes admissibles :

❖ Contraintes limites à la compression :

a) A l'état limite ultime (ELU) :

L'état limite ultime est caractérisé par :

- Un déséquilibre statique.
- Un état de flambement.
- Une perte de résistance.

La contrainte limite dans le béton à l'ELU est donné par le BAEL91 par :

$$F_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} \quad (2.9)$$

Avec :

Θ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application du chargement :

$$\Theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée est supérieure à 24 heures} \\ 2 & \text{si la durée comprise est entre 1 et 24 heures} \\ 3 & \text{si la durée est supérieure à 24 heures} \end{cases} \quad (2.10)$$

0.85: Coefficient tenant compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges.

γ_b : coefficient qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraînerait une diminution de la résistance.

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable ou transitoire (SDT) et $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle (SA).

Pour notre cas $\Theta = 1 \Rightarrow$

$$F_{bu} = \begin{cases} 15,86B \text{ MPa en (SDT)} \\ 20,69 \text{ MPa en (SA)} \end{cases}$$

b) À l'état limite de service (ELS) :

L'état limite de service existe quand les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites, et qui comprennent les états limites de fissuration et de déformations.

La contrainte limite de compression du béton à l'ELS est donnée par le BAEL 91 comme suit :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (2.11)$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 16,8 \text{ MPa}$$

❖ Contrainte limite au cisaillement :

Pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) nous avons :

Fissuration préjudiciables et très préjudiciables (FP et **FTP**) :

$$\Gamma_{\mathbf{p}} = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

$$f_{cj} = 28 \text{ MPa} \Rightarrow \Gamma_{\mathbf{p}} = 2,8 \text{ MPa}$$

Fissurations peu nuisibles (**FPN**)

$$\Gamma_{\mathbf{p}} = \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$f_{cj} = 28 \text{ MPa} \Rightarrow \Gamma_{\mathbf{p}} = 3,73 \text{ MPa}$$

1.3.6. Diagramme contraintes- déformations :

A l'ELU : le diagramme de calcul est celui de parabole-rectangle.

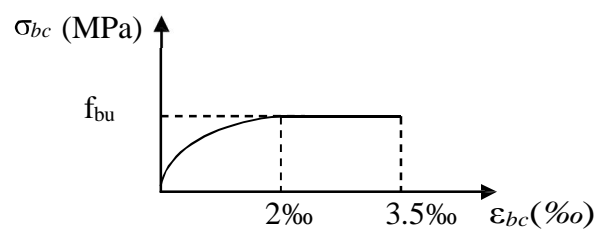


Figure 2-2 Diagramme de calcul parabolique-rectangle

A l'ELS : le diagramme correspond à un comportement linéaire élastique ($\sigma_{bc} = \epsilon_{bc} \cdot E_b$) car les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives.

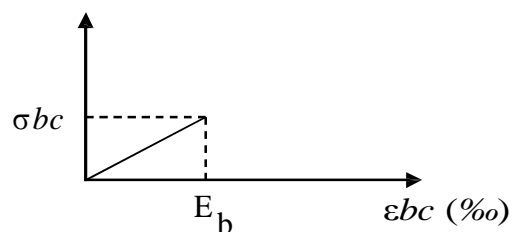


Figure 2-3 Diagramme correspond à un comportement linéaire élastique.

$$E_b = E_s / 15 \quad (2.12)$$

Tel que :

Es : module de YOUNG de l'acier.

Eb : module de déformation longitudinal du béton.

15 : coefficient d'équivalence acier béton

1.4. Acier

1.4.1. Classification

Les aciers sont classés essentiellement selon leur nuance et état de surface, on distingue:

Les aciers ronds lisses (RL) :

FeE 215 \Rightarrow $f_e = 215 \text{ Mpa}$

FeE 235 \Rightarrow $f_e = 235 \text{ Mpa}$

Les aciers à haute adhérence (HA):

FeE 400 \Rightarrow $f_e = 400 \text{ Mpa}$

FeE 500 \Rightarrow $f_e = 500 \text{ Mpa}$

Où :

Fe: est la limite d'élasticité garantie.

Dans notre ouvrage, on utilise les aciers à haute adhérence "HA" FeE400

1.4.2. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinal ou module de Young de l'acier est égale à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

1.4.3. Diagramme contraintes déformations

*à l'ELU

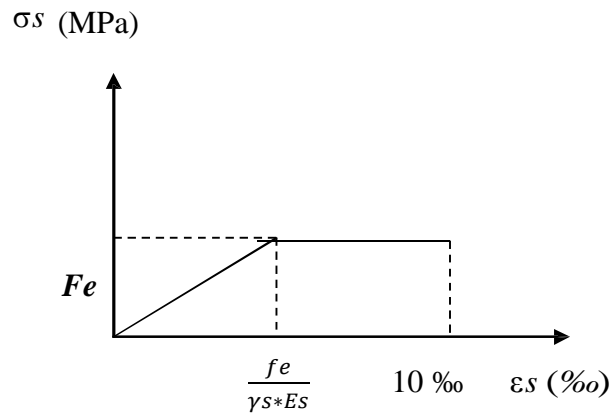


Figure 2-4 Diagramme contrainte-déformation.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en situation durable ou transitoire (SDT) et $\gamma_s = 1$ en situation accidentelle (SA)

La contrainte limite de traction dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (2.11)$$

$$\text{D'ou: } \sigma_s = \begin{cases} 347,826 \text{ MPa} & \text{en SDT} \\ 400 \text{ MPa} & \text{en SA} \end{cases}$$

❖ à l'ELS

La contrainte de traction admissible dans l'acier est limitée suivant l'emplacement à la structure, cette contrainte permet donc la limitation des ouvertures des fissures. Selon le type de fissuration la contrainte limite des aciers tendus est :

1. Fissuration peu nuisible (FPN) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2. Fissuration préjudiciable (FP) :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

3. Fissurations très préjudiciables (FTP) :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{3} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

Avec :

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton au **$j^{\text{ème}}$** jour en MPa.

η : coefficient de fissuration = $\begin{cases} 1 & \text{pour les aciers RL (Ronds lisses)} \\ 2 & \text{pour les aciers HA (Haute adhérence)} \end{cases}$

Chapitre 3

Description et prédimensionnement des éléments du château d'eau

1. Description du château d'eau

Un château d'eau est un ouvrage de stockage de l'eau, calé en général sur une cote favorable pour permettre une distribution gravitaire de l'eau potable.

La réserve d'eau joue un rôle de tampon entre le débit demandé par les abonnés et le débit fourni par la station de pompage. Lorsque la topographie du terrain permet de disposer d'un point haut pour construire un réservoir au sol, c'est cette solution qui est généralement choisie. Quand il n'y a pas un point assez haut au sol, le concepteur du réseau a le choix entre un château d'eau (réservoir surélevé) et un réservoir au sol avec un surpresseur.

Le château d'eau est composé de deux parties principales : la cuve et le support de la cuve appelé tour ou fût.



Figure 1-1 Château d'eau.

2. Les avantages d'un château d'eau

- Les pompes d'alimentation fonctionnent à pression et à débit constants, donc avec un bon rendement. La consommation en énergie est donc faible.
- Au niveau de la fiabilité, en cas de panne EDF ou de panne mécanique du pompage, le fonctionnement du réseau continue par gravité. Le château apporte au réseau de distribution une grande sécurité, car il contient en général la consommation d'une journée moyenne.
- Il permet le maintien de la pression sur le réseau de distribution, tout en autorisant les interventions techniques sur la partie amont du réservoir.

- Dans notre cas le château d'eau joue le rôle d'une brise charge, c'est à dire en protège le réseau et les pièces spéciales contre les hautes pressions.
- En cas de catastrophe (tempête, feux...) il facilite le maintien de la distribution en eau à moindre coût.

3. Prédimensionnement des éléments structuraux

1.1. Introduction

Le prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de Coffrage des différents éléments résistants.

D'après «Fonlladosa» qui a donné les formules ci-dessous permettant de dimensionner à prévoir un réservoir de volume 500 m^3 .

Les notations et les symboles utilisés:

V_1 : Volume du cylindre ABCD

V_2 : Volume du tronc de cône CDEF

V_3 : Volume de la cheminée A'B'GH

V_4 : Volume de la calotte sphérique EGHF

H: Hauteur totale de la cuve

H_1 : Hauteur libre du niveau de l'eau jusqu'à la base de la ceinture supérieure

H_2 : Hauteur d'eau utile

D_1 : Diamètre intérieur de la cuve

D_2 : Diamètre de la coupole inférieure

D_3 : Diamètre de la cheminée

L: Rayon parallèle à la coupole du fond

R_1 : Rayon de courbure de coupole supérieure

R_2 : Rayon de courbure de coupole du fond

f_1 : Flèche de la coupole

f_2 : Flèche inférieure

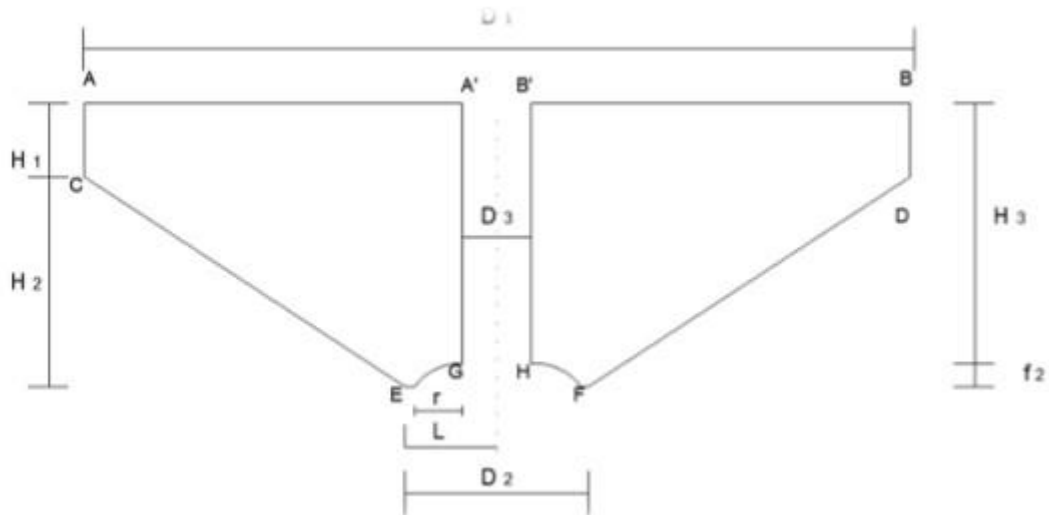


Figure 3-1 Dimension et symboles utilisés dans le calcul

1.2. Les dimensions générales

1.2.1. Diamètre de la Cuve

$$D_1 = 1.405\sqrt{D} \Rightarrow D_1 = 1.405\sqrt{500}$$

$$D_1 = 11.15\text{m. On prend } \mathbf{D_1 = 16,15\text{m.}}$$

$$\text{Hauteur totale de la cuve: } H = H_1 + H_2 = 0,83 + 4,85$$

$$\mathbf{H = 5,68\text{ m}}$$

1.2.2. Coupole Supérieure

$$\text{La flèche d'après «FONLLADOSA » (f') : } f' = 0.104 d_1$$

$$f' = 0.104 * 11.2 = 1.165\text{m. On prend: } \mathbf{f' = 1.50\text{m.}}$$

Le rayon de courbure est donné par la formule:(D'après calcul des ouvrages en béton armé par **Belazougui** page 261)

$$R_1 = \frac{r^2 + f^2}{2f} = \frac{5,6^2 + 1,16^2}{2 * 1,16} = 13,986 \text{ m}$$

$$R_1 = 14 \text{ m}$$

1.2.3. Ceinture supérieure

$$H_1 = 0,10 * D_1 = 0,10 * 11,20$$

$$H_1 = 1,12 \text{ m}$$

1.2.4. Tronc de cône

La partie tronconique qu'est sollicitée à une pression importante. L'angle d'inclinaison de la partie tronconique est pris égal à 45° avec une hauteur du tronc de cône prise égale à.

$$H_2 = 0,460 * D_1 = 0,460 * 11,2 = 5,15 \text{ m}$$

On prend: $H_2 = 5,20 \text{ m}$

$$\alpha = 45^\circ \text{ Donc } \text{tg } \alpha = 1$$

1.2.5. Coupole du fond:

Le diamètre de la coupole du fond (d):

$$D_2 = D_1 - 2H_1 \quad d_2 = 11,2 - (2 * 1,12) \quad D_2 = 8,96 \text{ m.}$$

$$\mathbf{D_2 = 9 \text{ m}}$$

Flèche de la coupole du fond (f):

$$f = 0,104 D_2 \quad f = 0,104 * 9 \quad f = 0,94 \text{ m.}$$

Rayon de la courbure de la coupole du fond (R):

$$R_2 = \frac{r^2 + f^2}{2f} = \frac{4,5^2 + 0,94^2}{2 * 0,94} = 11,24 \text{ m}$$

Rayon parallèle à la coupole du fond

$$\mathbf{L = D_2 / 2 = 9 / 2 = 4,5 \text{ m}}$$

1.2.6. Cheminée

Le diamètre de la cheminée

$$D_3 = 1.3\text{m}$$

1.3. Le calcul du volume d'eau:

On prend:

$$D_1 = 16.6\text{m}$$

$$D_2 = 5.30\text{m}$$

$$D_3 = 1.3\text{m}$$

$$H_1 = 0.8\text{m}$$

$$H_2 = 4.85\text{ m}$$

$$H = H_1 + H_2 = 5.68\text{ m}$$

$$H_3 = H - f_2 = 4.90\text{m}$$

$$r = 1.8\text{m}$$

$$f_1 = 3.85\text{m}$$

$$f_2 = 1.25\text{m}$$

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f} = \frac{1.8^2 + 1.25^2}{2 * 1.25} = 1.92\text{ m}$$

1.3.1. Volume du cylindre ABCD:

$$V_1 = (\pi * D^2 / 4) * H_1 \Rightarrow V_1 = (3.14 * 16.16^2 / 4) * 0.6$$

$$V_1 = 122.99\text{m}^3$$

1.3.2. Volume du tronc de cône CDEF:

$$V_2 = \pi H_2 / 3 * (D_1^2 / 4 + D_2^2 / 4 + D_1 * D_2 / 4)$$

$$V_2=497,01 \text{ m}^3$$

1.3.3. Volume de la cheminée A'B'GH

$$V_3 = (\pi * D_3^2 / 4) * 4.73$$

$$V_3=6,27 \text{ m}^3$$

1.3.4. Volume de la calotte sphérique EGHF

$$V_4 = \pi/3 * f_2^2(3R-r) = \pi/3 * 1,25^2(3*1,92 - 1,8)$$

$$V_4=6.47 \text{ m}^3$$

1.3.5. Volume totale:

$$V_t = (V_1+V_2) - (V_3+V_4) \Rightarrow V_{\text{total}} = (122.99+497,01) - (6,27+6.47)$$

$$V_t=607,26 \text{ m}^3$$

1.3.6. Volume de l'eau:

$$V_{\text{eau}} = V_2 - (V_3+V_4) \quad V_{\text{eau}} = 497,01 - (6,27+6.47)$$

$$V_{\text{eau}}=484,27 \text{ m}^3$$

1.4. La détermination de la hauteur du fût

C'est en fonction de la consommation d'eau, la pression demandée et la topographie du site que la hauteur d'implantation du château d'eau est calculée

La perte de charge est calculée par la formule de le chapt et Calmons:

$$j = L * Q^m / D^n$$

j: perte hydraulique en mm/m

Q: le débit maximal en m³/s

$$Q = Q_{\text{max}} / 24 * 3600 = 3566,50 / 24 * 3600$$

$$Q=0.0412 \text{ m}^3/\text{s}$$

D:diamètre de la conduite en m

$$D= \sqrt[4]{(0.0412)} =0.25\text{m}$$

L, M et N: les coefficients qui sont en fonction de rugosité K

K=0.5mm en fonction de la nature de la conduite utilisée (fonte)

$$J=(1,4 \times 0,0412^{1,96}/0,25^{5,19})/1000j=0.0074$$

La pression est $J= j \times L$ (L: la distance entre le château d'eau et le point le plus éloigné d'après D.A.E.P L=5200m)

$$J= 0.0035 \times 3500$$

$$\mathbf{J=38.48m}$$

La cote radier du château d'eau est: $C_{\text{radier}} = 90 + 10 =100\text{m}$

Pour assurer une bonne pression au point on ajout 10m à la cote à radier donc

$$C_{\text{radier}} = 100 + 12,59=\mathbf{112,59 \text{ m}}$$

$$C_{\text{sol}}=91\text{m (d'après le D.A.E.P)}$$

$$\text{La hauteur du fut est } H_{\text{fut}}= C_{\text{radier}}- C_{\text{sol}}= 112.59- 91 =\mathbf{21,59 \text{ m}}$$

Donc On adopte une hauteur finale de **21,8 m**

Chapitre 4

Etude Statique

1. Description et principe de calcul des éléments du château d'eau

1.1. Coupole supérieure

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme plupart circulaire mais aussi polygonal ou de toute autre forme.

1.2. . La ceinture supérieure

La ceinture supérieure est une poutre circulaire qui se trouve à la base de la coupole de couverture reposant sur la cuve, elle est destinée à reprendre l'effort de traction créée à la base de la coupole.

La ceinture est sollicitée par les efforts suivants:

Une pression interne (poussée de la coupole),

Éventuellement de la poussée de l'eau

1.3. . La cuve tronconique

Elle sert à stocker temporairement l'eau potable avant sa distribution

La cuve est sollicitée par:

- Son poids propre
- La poussée de l'eau
- La charge verticale de la coupole
- Le poids de la ceinture

1.4. La coupole de fond

C'est comme la coupole supérieure mais elle est petite qui se trouve à la base de la cuve tronconique

1.5. La cheminée

La cheminée travaille à la compression. si nous considérons une tranche de 1m de hauteur, l'effort de compression aura pour valeur:

$$F' = p * r$$

P: pression de l'eau.

r: rayon de la cheminée.

1.6. La ceinture inférieure

C'est une poutre circulaire a la base de tronc de cône

1.7. Le fût

Le fût est le support de l'ouvrage il est sollicité par la composante verticale de la force C_2 , N_2 et le poids propre de la ceinture inférieure.

2. Etude statique

1.8. La coupole supérieure

La coupole a pour diamètre **D1 = 17,56m**

- La flèche: il est recommandé de prendre sa valeur supérieure à $D/10$ (Fascicule 74 : construction des réservoirs en béton)

$$f_1 \geq \frac{D_1}{10} = 1.75 \text{ m}$$

Ou $\frac{D_1}{12} < f < \frac{D_1}{8} \Rightarrow 1.46 < f < 2.19$ (Calcul des ouvrages en béton armé par Belazougui)

Rayon de courbure : $r = 8.78 \text{ m}$

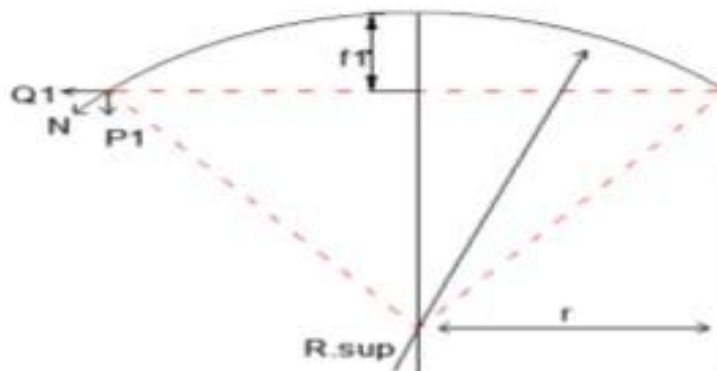


Figure 2-1 La coupole supérieure

$$R = \frac{r^2 + f1^2}{2f1} \Rightarrow R = \frac{1,75^2 + 8,78^2}{2 \times 1,75} \Rightarrow R = 22,90 \text{ m}$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{r}{R - f1} = \frac{8,78}{22,9 - 1,75} = 0,415 \Rightarrow \alpha = 22,54^\circ$$

$$\text{Cos}\alpha = 0,92$$

$$\text{Sin}\alpha = 0,38$$

Surface de la coupole:

$$S = 2\pi R \times f1 = 2 \times 3,14 \times 22,90 \times 1,75 = 251,80 \text{ m}^2$$

[Pour la valeur de γ_b vous devez prendre 25 kN/m³ au lieu de 30 kN/m³]

• Descente de charge: Charge permanente :

Poids propre de la coupole..... 0,12 x 30 = 3,6 kN/m²

Enduit interne..... 0,02 x 22 = 0,44 kN/m²

Enduit externe..... 0,02 x 22 = 0,44 kN/m²

Etanchéité multicouche..... 0,12 kN/m²

$$\mathbf{G = 4,6 \text{ kN/m}^2}$$

Charge d'exploitation : $\mathbf{Q = 1,00 \text{ kN/m}^2}$

➤ E.L.U:

$$P = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,6) + 1,5(1) = \mathbf{7,71 \text{ kN/m}^2}$$

La charge sur la coupole: $Q = P \times S = 7,71 \times 251,8 = \mathbf{1941,38 \text{ kN}}$

La charge verticale P1 paramètre linéaire de ceinture:

$$P1 = P \times \frac{(r^2 + f1^2)}{2r} = 7,71 \times \frac{(8,3^2 + 1,75^2)}{2 \times 8,3} = \mathbf{33,41 \text{ kN/ml}}$$

La poussée horizontale Q1 par mètre linéaire de ceinture:

$$Q1 = P1x \frac{(r^2 - f1^2)}{2r \times f1} = 7.71 * \frac{(8.3^2 - 1.75^2)}{2 \times 8.3 \times 1.75} = 17,47 \text{ KN/ml}$$

L'effort normal résultant:

$$N = \sqrt{(P1^2 + Q1^2)} = \sqrt{(33.41^2 + 17,47^2)} = 37,70 \text{ KN/ml}$$

➤ **E.L.S:**

$$P = G + Q = 5.6 \text{ KN/m}^2$$

La charge sur la coupole: $Q = P \times S = 1410,08 \text{ KN}$

$$\text{La charge } P1 = P \times \frac{(r^2 + f1^2)}{2r} = 24.27 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La charge } Q1 = P1 \times \frac{(r^2 - f1^2)}{2r \times f1} = 12,69 \text{ KN/ml}$$

L'effort normal résultant: $N = \sqrt{(P1^2 + Q1^2)} = 27,38 \text{ KN/ml}$

• **Vérification de l'épaisseur:**

$$\sigma_b = \frac{N}{e \times 100} = \frac{27380}{120 \times 1000} = 0.228 \text{ MPa} < 16,8 \text{ MPa}$$

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{P1}{e \times 100} = \frac{24270}{120 \times 1000} = 0.202 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$$

Ces armatures correspondent :

➤ **Ferraillage suivant le méridien:**

$A = 0.3 \times e = 0.3 \times 12 = 3.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Réf. P. CHARON page 464 CCBA68) On opte pour 6T12 /ml avec un espacement de 15 cm

➤ **Ferraillage suivant le parallèle:**

$$A/3 < A' < A/2 \Rightarrow 1.2 < A' < 1.8 \Rightarrow A' = 1.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6T12 /ml comme des cerces avec un espacement de 15 cm

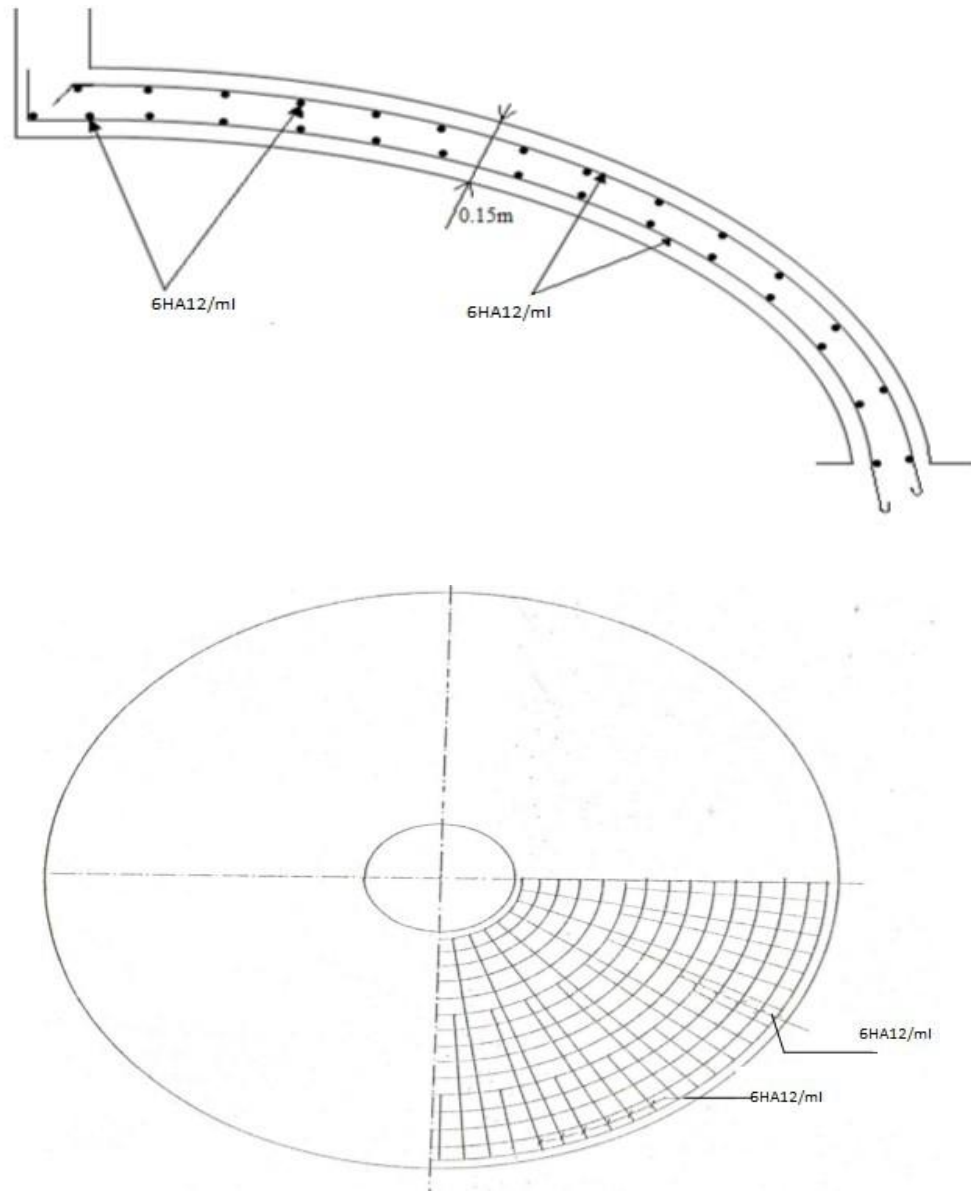
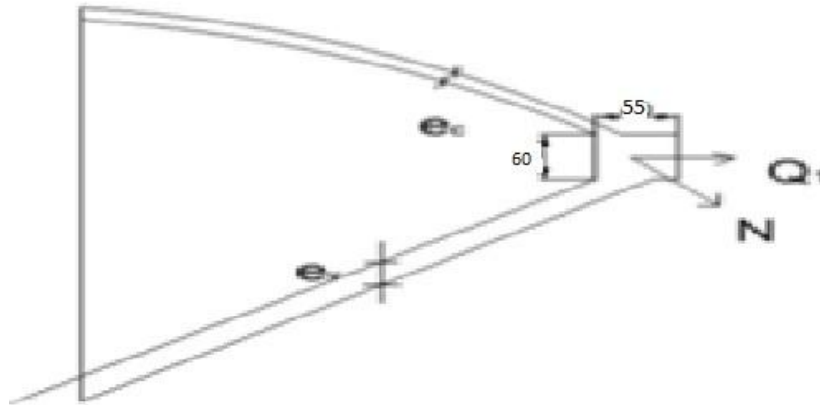


Figure 2-2 Ferrailage de la coupole de couverture

1.9. La ceinture supérieure

Pour équilibrer cette sollicitation on prend une ceinture de $(60 \times 55) \text{ cm}^2$



2-3 La ceinture supérieure

➤ E.L.U:

Descente de charge:

La poussée de la coupole Q_1 17,47 KN/ml

La poussée de l'eau Q_2 il n'ya pas

$Q_u = 17,47 \text{ KN/ml}$

L'effort de traction correspondant:

$T = Q_u \times r = 17,47 \times 8.3 = \mathbf{145 \text{ KN}}$

Ferraillage correspondant:

$A = T / \sigma_s = 145000 / (348 \times 100) = \mathbf{4,16 \text{ cm}^2}$

➤ E.L.S:

Descente de charge:

La poussée de la coupole Q_1 12,69 KN/ml

$$Q_s = 12,69 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction correspondant:

$$T = Q_s \times r = 12,69 \times 8,3 = 105,33 \text{ KN}$$

Ferraillage correspondant :

Fissuration très préjudiciable: $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \min \left(\left(\frac{1}{2} \right) f_e; 90 \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right) = 176,36 \text{ MPa}$$

$$A = T / \sigma_s = 105330 / (176,36 \times 100) = 5,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > (B \times f_{t28}) / f_e = 18 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures: $A = \text{Max} (A_{ELU}; A_{ELS}, A_{\min}) = 18 \text{ cm}^2$

On optepour 10HA20 = 28.26 cm²

• **Vérification de la section:**

$$A_{\min} > (B \times f_{t28}) / f_e \rightarrow B \leq (A \times f_e) / f_{t28} = (28,26 \times 400) / 2,4 = 4710 \text{ cm}^2$$

$$B = 60 \times 55 = 3300 \text{ cm}^2 \leq 4710 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

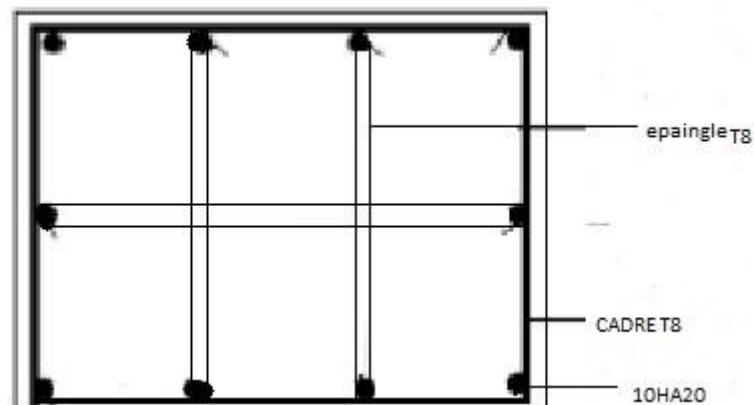


Figure 2-4 Ferraillage de la ceinture supérieure

1.10. La cuve tronconique

La cuve tronconique est sollicitée par :

Poids propre(P) ; la poussée de l'eau(Q) ;

La charge verticale de la coupole (P1) ;le poids de la ceinture (q1)

Le calcul se fait par tranche d'un mètre linéaire de la base jusqu'au sommet.

Avec

$\gamma_b = 30 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_e = 10 \text{ KN/m}^3$; $e = 30 \text{ cm}$

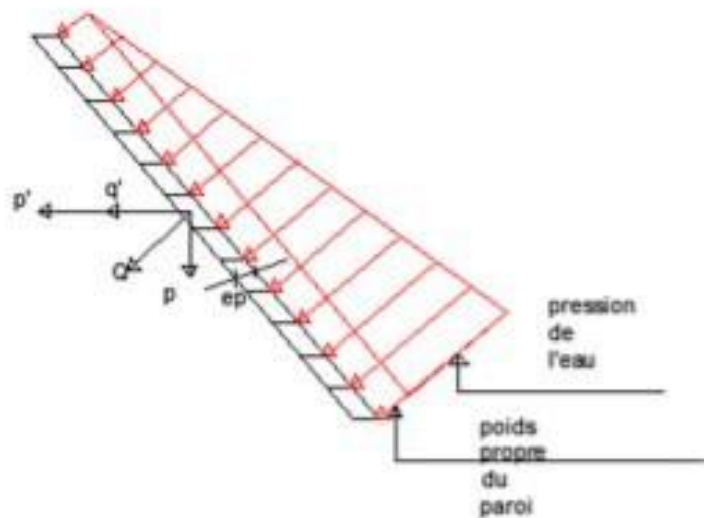


Figure 2-5 La cuve tronconique

Les efforts qui tractent la cuve:

Dû au poids propre: $P' = p \times \text{ctg}\alpha = e \times \gamma_b \times \text{ctg}\alpha$

Dû à la pression de l'eau : $Q' = q/\sin\alpha = e \times \gamma_e/\sin\alpha$

Les efforts qui compriment la cuve:

Dû au poids propre : $P' = p / \sin\alpha = e \times \gamma_b / \sin\alpha$

Dû à la pression de l'eau $Q' = e \times \gamma_{ec} \operatorname{tg} \alpha$

Dû à la charge P_1 :

Soit H_1 la composante horizontale de P_1 : $H_1 = P_1 / \sin \alpha$

Dû à la charge q_1 :

Soit H_2 la composante horizontale de q_1 : $H_2 = q_1 / \sin \alpha$

H: c'est la hauteur d'eau

Avec $\operatorname{tg} \alpha = h / (r_2 - r_1)$ (voir figure ci-dessus)

$\operatorname{Tg} \alpha = 4.85 / (8.3 - 2.6) = 0.85$ d'où $\alpha = 40.39^\circ$

$\cos \alpha = 0.76$ et $\sin \alpha = 0.65$

1.10.1. Détermination des efforts et ferrailage dans chaque tranchée de la cuve pleine

Tableau 2-1 Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à plein en ELU

	Q' (KN/m ²)	P' (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	Pmoy (KN/m)	Dmoy (m)	Traction (KN)	σ_s MPa	A (cm ²)
Profondeur	$\gamma_e \cdot h / \sin \alpha$	$e \cdot \gamma_b \cdot \operatorname{ctg} \alpha$	$1.35P' + 1.5Q'$		$d_1 + d_2 / 2$	$P_m \cdot D_i / 2$		
0	0	10.58	14.28	-	-	-	-	-
0.85	13.08	10.58	33.90	24.09	14.77	177.905	348	5.11
1.85	28.46	10.58	56.97	45.44	13.60	308.992	348	8.88
2.85	43.85	10.58	80.06	68.52	12.42	425.509	348	12.23
3.85	59.23	10.58	103.13	91.60	11.25	515.25	348	14.81

4.85	74.62	10.58	126.21	114.67	10.25	587.68	348	16.89
------	-------	-------	--------	--------	-------	--------	-----	-------

Tableau 4-2 Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à plein en ELS

	Q'	P'	ELS	Pmoy	Dmoy	Traction	σ_s	A
profondeur	$\gamma_e \cdot h / \sin \alpha$	$e \cdot \gamma_b \cdot ctg \alpha$	P'+Q'		$d_1 + d_2 / 2$	$P_m \cdot D_i / 2$	MPa	(cm ²)
0	0	10.58	10.58	-	-	-	-	-
0.85	13.08	10.58	23.66	17.12	14.77	126.431	165	7.66
1.85	28.46	10.58	39.04	31.35	13.60	213.18	165	12.92
2.85	43.85	10.58	54.43	46.74	12.42	290.255	165	17.59
3.85	59.23	10.58	69.81	62.12	11.25	349.425	165	21.18
4.85	74.62	10.58	85.2	77.51	10.25	380.962	165	23.09

Vérification de contrainte de compression:

Les efforts qui compriment la paroi:

$$H_1 = P_1 / \sin \alpha = 24.17 / 0.65 = 37.19 \text{ KN/ml}$$

$$H_2 = q_1 / \sin \alpha = 300.60.55 / 0.65 = 15.23 \text{ KN/ml}$$

Tableau 4-3 Tableau des armatures

Profondeur	[0-0.85]	[0.85-1.85]	[1.85-2.85]	2.85-3.85]	[3.85-4.85]
ELU	5.11	8.88	12.23	14.81	16.89
ELS	7.66	12.99	17.59	21.18	23.09

Choix	4HA16	8HA16	10HA16	12HA16	14HA16
Espacement	18cm	16cm	14cm	12cm	10cm

Tableau 2-4 L'effort du au poids propre et la pression de l'eau

	Q''(KN/m²)	P''(KN/m²)	ELS(KN/m²)
Profondeur	$(\gamma_e * h) * ctg\alpha$	$(\gamma_b * e) / \sin\alpha$	P''+Q''
0	0	13.85	13.85
0.85	10	13.85	23.85
1.85	21.76	13.85	35.61
2.85	33.53	13.85	47.38
3.85	45.29	13.85	59.14
4.85	57.06	13.85	70.91

Le $C' = 70.91 \text{ KN/ml}$

L'effort de compression paramètre linéaire:

$C = C' + H1 + H2$ (voir détail A)

$C = 70.91 + 37.19 + 15.23 = 123.33 \text{ KN/ml}$

L'effort total de compression:

$C_t = C * 2 * \pi * r = 123.33 * 2 * 3.14 * 2.6 = 2013.73 \text{ KN}$

La contrainte du béton:

$\sigma = (2013.73 / (0.3 * 1)) * 10^{-3} = 6.71 \text{ MPa}$

Calcul de la contrainte de la compression dans le béton:

$$\bar{\sigma} = \min[(h_0 + 0.55/3) * f_{c28}; (130 * h_0 / D) f_{c28}^{1/3}]$$

$$\bar{\sigma} = \min[(0.3 + 0.55/3) * 30; (130 * 0.3 / 5.2) * 30^{1/3}]$$

$$\bar{\sigma} = \min [7\text{MPa}; 23.30\text{MPa}]$$

$$\bar{\sigma} = 7\text{MPa}$$

Donc :

$$7\text{MPa} > 6.71\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

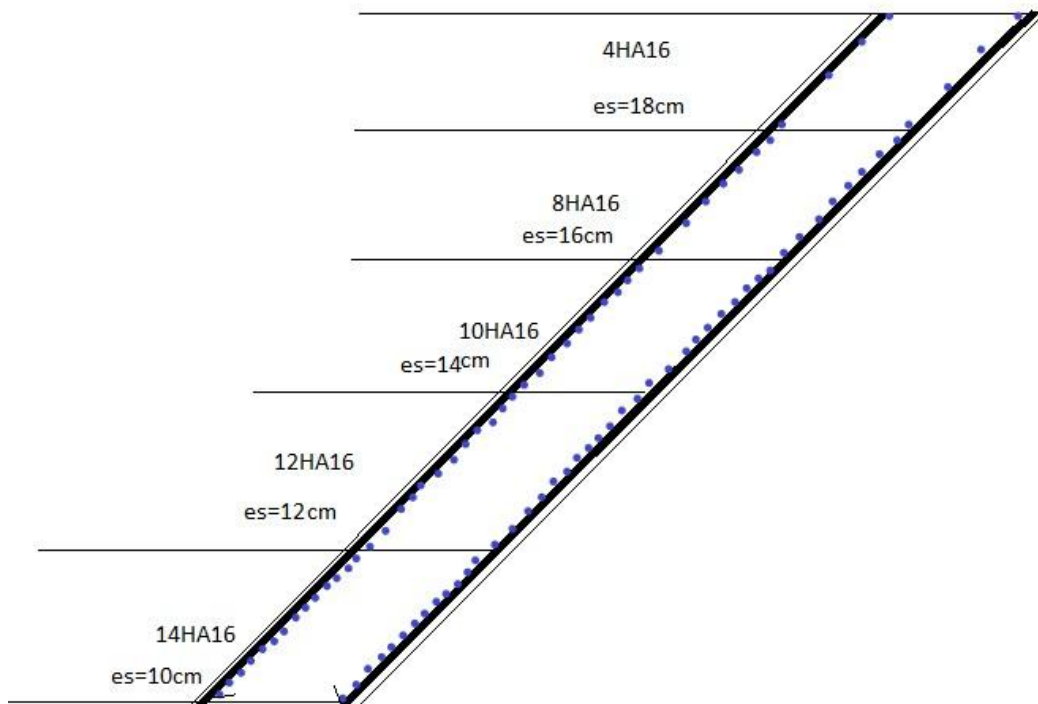


Figure 2-6 Ferrailage de la paroi de la cuve

1.11. La coupole de fond

La coupole de fond est sollicitée par deux charges: son poids propre et poussée de l'eau

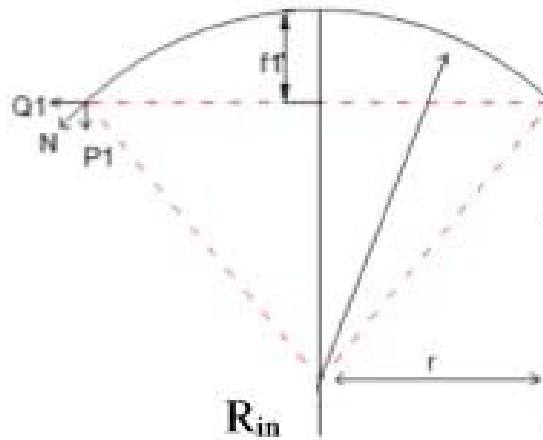


Figure 2-7 La coupole de fond

Diamètre **D=5.20m**

Sa flèche **f =D²/8=0.65m**

Rayon de la courbure:

$$R = (r^2 + f^2) / 2f = (2.6^2 + 0.65^2) / 2 * 0.65 = \mathbf{5.53m}$$

Surface de la coupole:

$$S_1 = 2 * \pi * R * f = 2 * 3.14 * 5.53 * 0.65 = \mathbf{22.57m^2}$$

Surface de la cheminée:

$$S_2 = \pi r^2 = 3.14 * 0.8^2 = \mathbf{2m^2}$$

Surface de la coupole de fond: S= S₁-S₂= 22.57-2 G=20.57m²

Descente de charge:

Poids propre de la coupole..... 0.3 x 30 = 9KN/m²

Enduit interne..... $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Poids d'eau moyen $10 \times (5.55 + 5.2) / 2 = 53.75$

$$G = 9 + 0.44 + 53.75 = \mathbf{63.19 \text{ KN/m}^2}$$

La charge sur la coupole:

$$Q = P \times S = 63.19 \times 20.57 = \mathbf{1299.81 \text{ KN}}$$

La charge verticale P1 par mètre linéaire de ceinture:

$$P2 = P \times \frac{r^2 + f^2}{2r} = 63,19 \times \frac{2,6^2 + 0,651^2}{2 \times 2,6} = 87,28 \text{ KN/ml}$$

La poussée horizontale Q2 par mètre linéaire de ceinture:

$$Q2 = P2 \times \frac{r^2 + f^2}{2rf} = 87,28 \times \frac{2,6^2 + 0,651^2}{2 \times 2,6 \times 0,65} = 185,47 \text{ KN/ml}$$

L'effort normal résultant :

$$N = \sqrt{(P2^2 + Q2^2)} = \sqrt{(87.28^2 + 185.47^2)} = \mathbf{204.98 \text{ KN/ml}}$$

Vérification de l'épaisseur:

$$\sigma_b = \frac{N}{e \times 100} = \frac{204980}{300 \times 1000} = 0,68 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Contrainte de cisaillement :

$$T_b = \frac{P2}{e \times 100} = \frac{87280}{300 \times 1000} = 0,29 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Ferraillage suivant le méridien:

$A=0.6 \times e= 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ cm}^2/\text{ml}}$ (Réf.P. CHARON page464 CCBA68) On prendra **10T16/ml** avec un espacement de **10 cm** d'espacement qu'on disposera en deux nappes de 5T16/ml ($9\text{cm}^2/\text{ml}$),

Ferraillage suivant le parallèle:

$$A/3 < A' < A/2 \qquad 6 < A' < 9.5 \qquad \mathbf{A' = 7.75 \text{ cm}}$$

On prend :

6T14/ml avec un espacement de **10 cm** d'espacement

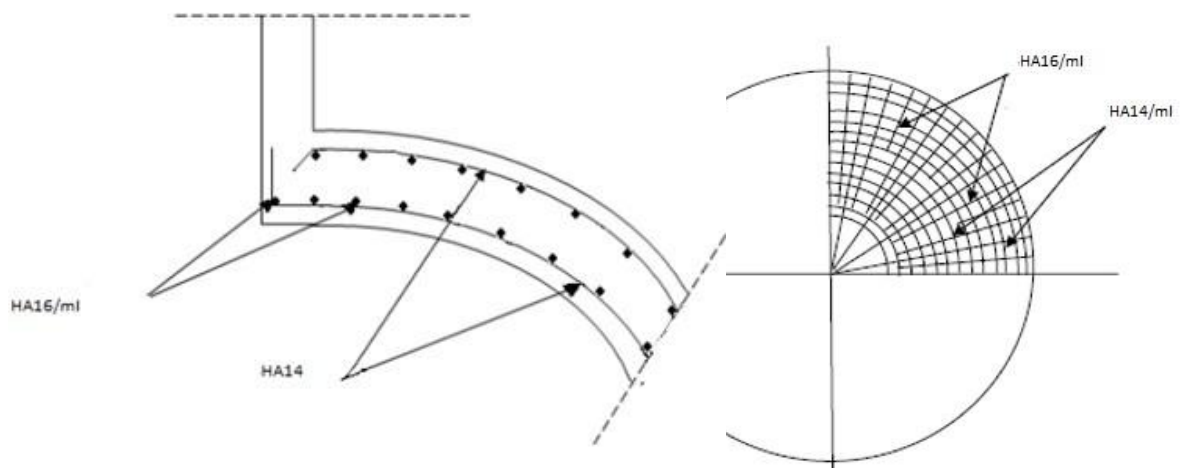


Figure 2-8 Ferrailage de la coupole de fond

1.12. La ceinture inférieure

La ceinture est sollicitée par les efforts de compression de la paroi

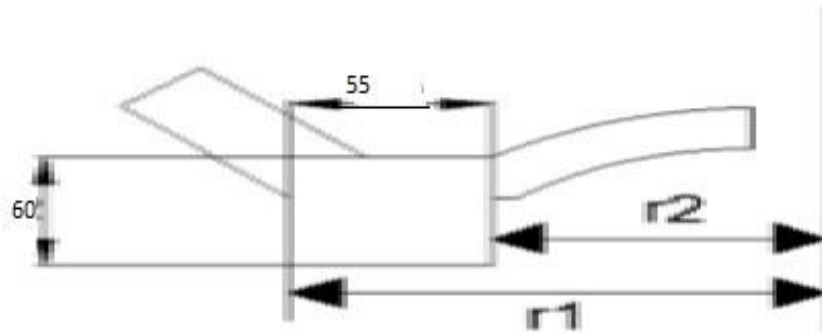


Figure 2-9 La ceinture inférieure

$$C = 123.33 \text{ KN/ml}$$

$$C_1 = c \times \cos\alpha = 123.33 \times 0.76 = 93.731 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction Q2 provenant de la coupole de fond:

$$Q_2 = 185.47 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction dans la ceinture inférieure /ml:

$$T = Q_2 - C_1 = 185.47 - 93.731 = 91.74 \text{ KN/ml}$$

L'effort total de traction

$$T' = T \times r \text{ (r : rayon de la coupole inférieure)}$$

$$T' = 91.74 \times 2.6 = 238.52 \text{ KN}$$

Ferraillage correspondant:

$$A = T' / \sigma_s$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\left(\frac{1}{2} \right) f_e; 90 \sqrt{(\eta * f_{tj})} \right) = 176.36 \text{ MPa}$$

$$A = 238520 / (176.36 * 100) = 13.52 \text{ cm}^2$$

On prend (10T14) = 15.93 cm²

Vérification de la section (condition de non-fragilité) :

$$A_{\min} \geq (B * f_{t28}) / f_e \Rightarrow B \leq (A * f_e) / f_{t28} = (15.93 * 400) / 2.4 = 2655 \text{ cm}^2$$

$$B = 60 * 55 = 3300 \text{ cm}^2 > 2655 \text{ cm}^2 \quad \text{CNV}$$

Conclusion :

La section choisie n'a pas résisté aux efforts appliqués.

On choisit : **10T20=31.41 cm²**

$$3300 \text{ cm}^2 \leq 5235 \text{ cm}^2$$

Conclusion : la section choisie résiste aux efforts appliqués

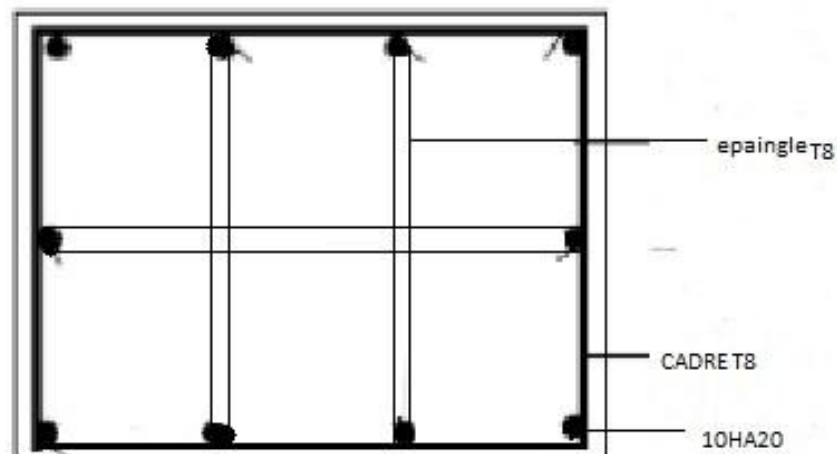


Figure 2-10 Ferrailage de la ceinture inférieure

1.13. . La cheminée

Elle est sollicitée par la pression de l'eau :

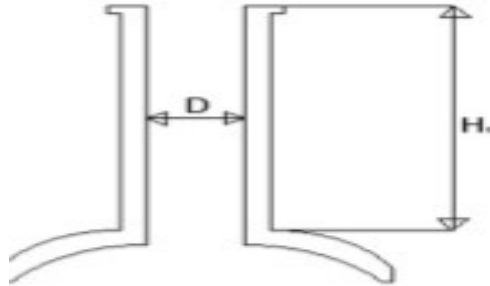


Figure 2-11 La cheminée

La hauteur de l'eau à la base est **H=4.85m**

Le rayon extérieur est **r1=1m**

Le rayon intérieure est **r2=0.8**

Epaisseur **e=0.2m**

Effort de compression:

$$F' = p \times r = 10 \times 4.85 \times 1.6/2 = \mathbf{38.8KN/ml}$$

Le ferrailage correspondant

$$A' = (F' - B \cdot \sigma_b \cdot 100) / 100 \cdot \sigma_s$$

Avec :

$$B : \text{section de la cheminée; } B = \pi \times (r_1^2 - r_2^2) = 3.14 \times (1^2 - 0.8^2)$$

$$B = 1.1304m^2 = \mathbf{11304 cm^2}$$

$$\sigma_b = (0.8 \cdot f_{c28}) / \gamma_b = (0.8 \cdot 30) / 1.5 = \mathbf{16 MPa}$$

Fissuration très préjudiciable:

$$\sigma_s = \min(1.2f_{te}; 90\sqrt{\eta}) = 176.36 \text{ MPa}$$

$$A' = F' - B \sigma_b \frac{100}{100} \quad \sigma_s = 38800 - 11304 \cdot 16 \cdot 100 / 100 \cdot 176.36 < 0$$

$$-1023.33 < 0 \quad \text{donc } A' = 0$$

$$A'_{\min} > [0.2b \frac{h}{100}; 8 \frac{(b+h)}{100}] \quad \text{avec } b=h$$

$$\text{Alors: } S = b^2 = 11304 \text{ cm}^2 \quad \text{alors } b = 106.32 \text{ cm}$$

$$A'_{\min} > [0.2 \cdot 106.32 \cdot 106.32 / 100; 8 \cdot (106.32 + 106.32) / 100]$$

$$A'_{\min} > [22.61 \text{ cm}^2; 17.01 \text{ cm}^2] \quad \text{Donc } A' = 17.01$$

Dans Le ferrailage de cheminé on devise la surface sur deux donc

$$A = A' / 2 = 17.01 / 2 = 8.5 \text{ cm}^2$$

On prend **8T12/ml=9.05 cm²**

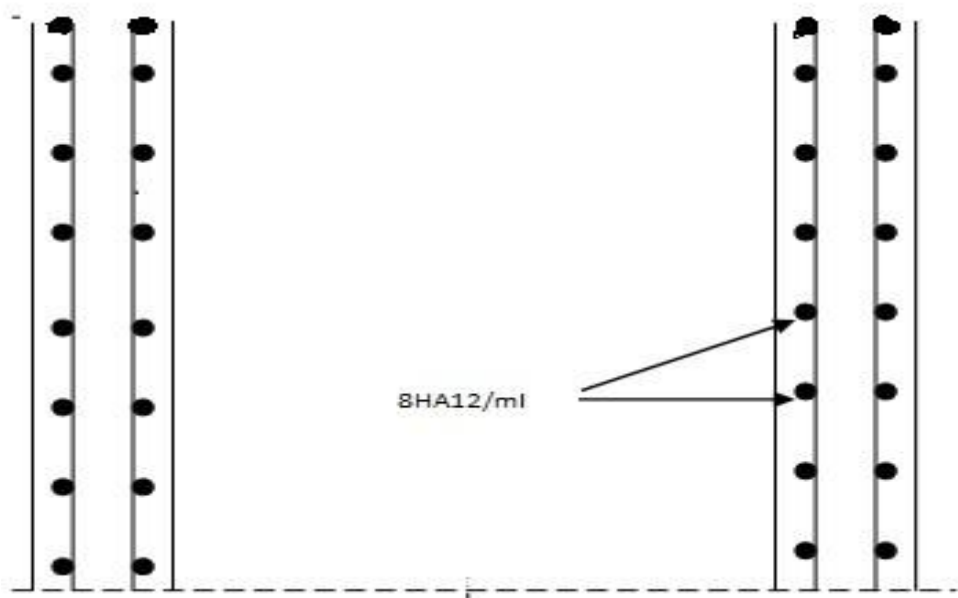


Figure 2-12 Ferrailage de la cheminée

Chapitre 5

Evaluation de la période d'oscillation

I. Evaluation de la période d'oscillation:

I.1 Méthode de console :

Pour le calcul de la vibration, cette méthode assimile l'ouvrage à une masse concentrée de la cuve reposant sur un support de masse non négligeable (tour) grâce à la formule:

$$T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{P \times Z^3}{3 \times g \times E \times I}}$$

Avec: $P' = P + \frac{33}{140} P_1 \times Z$

P: poids de la masse concentrée en KN.

P₁: poids du support (fut) par unité de longueur.

I : moment d'inertie de la section transversale du support en m⁴.

E: moment de déformation de béton en KN/m².

Z: hauteur de centre de gravité de la gravité de la masse oscillante (cuve)
Par rapport à l'encastrement

g : l'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²

Module de la déformation de béton E_{ij}:

D'après le BAEL91: $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ avec: j = 28jrs ; f_{cj} = 30 MPa

E_{ij} = 34179.557 MPa

Le moment d'inertie : $I = \frac{\pi}{64} (D_2^4 - D_1^4)$

Avec: D₂: diamètre extérieure = 5.90 m

D₁: diamètre intérieure = 5.30 m

$I = \frac{\pi}{64} (5.9^4 - 5.3^4)$

Donc : $I = 20,74 \text{ m}^4$

Le poids $P_1 = \frac{\pi}{4} (D_2^2 - D_1^2) \times \gamma b$ Avec: $\gamma b = 3 \text{ t/m}^3$

Donc: $P_1 = 20,16 \text{ t/m} = 201,6 \text{ KN/m}$

I.2 . Le calcul du centre de gravité Z et le poids P des éléments:

I.2.1 Le centre de gravité de chaque élément :

- Dalle circulaire du lanterneau, voile de lanterne au, cheminée La ceinture supérieure, la ceinture inférieure, :

Le centre de gravité de Ces éléments est donné par la formule suivante:

$$y_G = h/2$$

- La cuve tronconique:

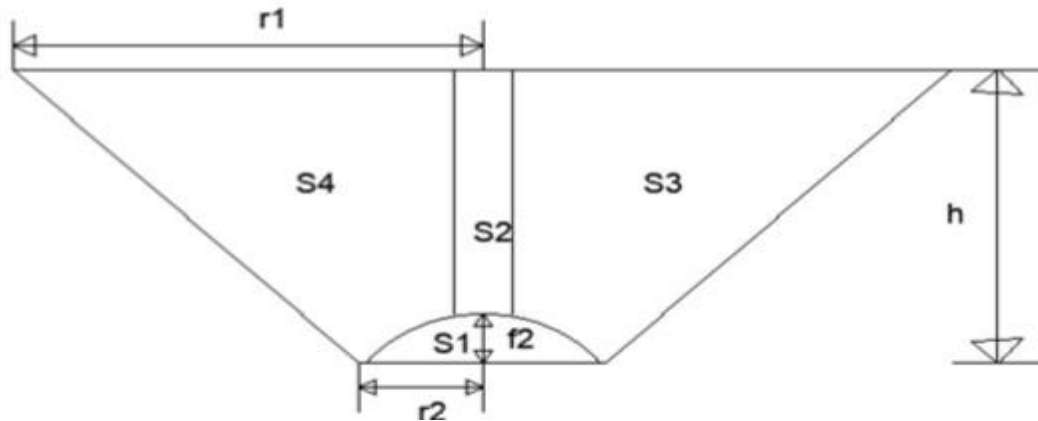


Figure I-1 cuve tronconique

Son centre de gravité est donné par la formule suivante:

$$ZG = \frac{\sum S_i x \sum Z}{\sum S_i}$$

- La coupole supérieure, la coupole inférieure:

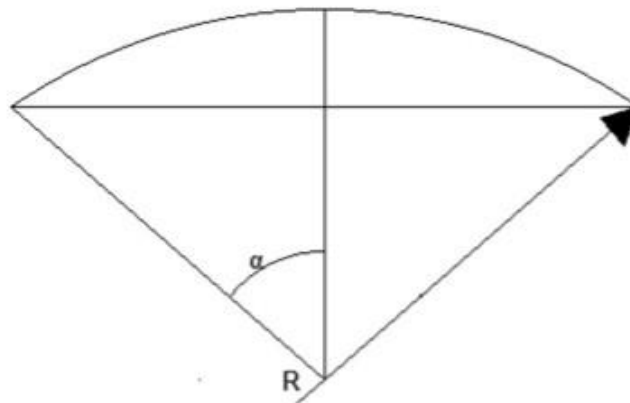


Figure I-2 La coupole

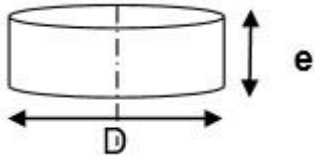
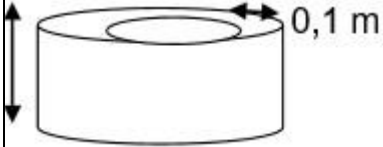
Le centre de gravité: $ZG = R x \left(\frac{4}{3} x \frac{\sin(\alpha)^3}{2\alpha - \sin 2\alpha} - \cos \alpha \right)$

I.2.2 Le calcul du poids P des éléments:

- **Le poids de lanterneau:**

Lanterneau est composé d'une dalle de couverture et d'un voile cylindrique pour soutenir la couverture.

Tableau I-1 Calcul du poids de lanterneau

Eléments	Formules du poids	Poids(KN)
Dalle circulaire au-dessus du voile  $E = 0,10 \text{ m}$ $D = 3.50 \text{ m}$	$P_1 = \frac{\pi \times d^2}{4} \times e \times \gamma_b$	$P_1 = 28.85 \text{ KN}$
Voile cylindrique  $D_{int} = 3.10 \text{ m}$ $D_{ext} = 3.30 \text{ m}$ $H = 1.46 \text{ m}$	$P_2 = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) \times h \times \gamma_b$	$P_2 = 44.01 \text{ KN}$
Total	$P = P_1 + P_2$	$P = 72.86 \text{ KN}$

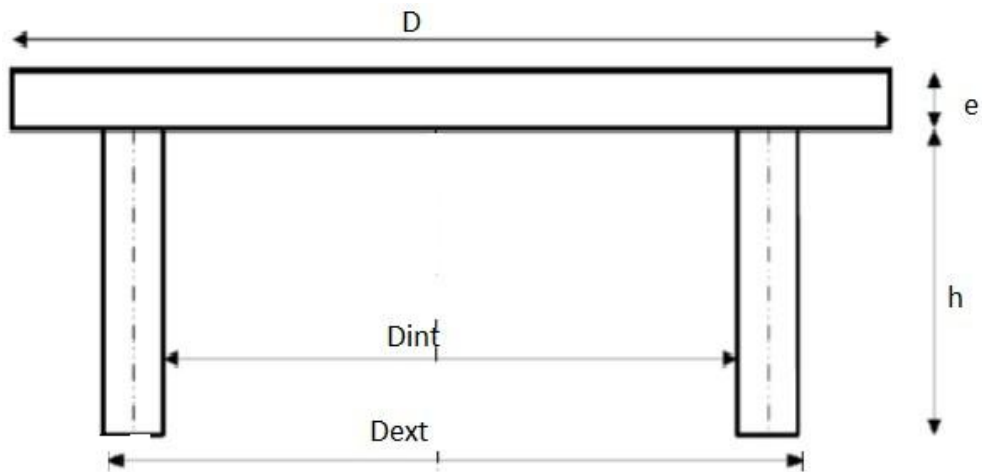


Figure I-3 Dimensions du lanterneau

$$\gamma_b = 30 \text{ KN/m}^3 ; \gamma_e = 10 \text{ KN/m}^3$$

Avec:

P1: le poids de la dalle circulaire au-dessus du lanterneau

P2: le poids du voile cylindrique de lanterneau

- **Le poids de la coupole supérieure:**

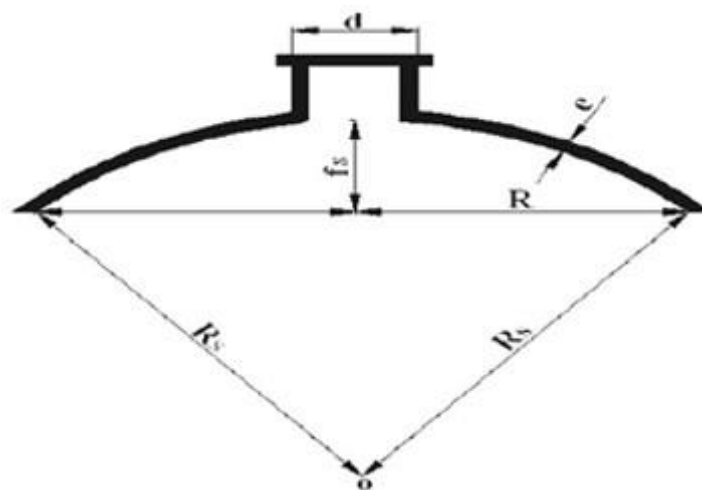


Figure I-4 La coupole supérieure

Tableau I-2 Calcul du poids de la coupole supérieure

Eléments	Formules du poids	Poids (KN)
Le poids de la coupole $e=0.20\text{m}$ $f1=1.75\text{m}$ $R1=22,90\text{ m}$ $b=30\text{KN/m}^3$	$P1=2* \pi *R1*f1*e* \gamma b$	P1= 1510,03KN
Le poids de l'ouverture lanterneau $e=0.20\text{m}$ $D=3.10\text{m}$ $\gamma b=30\text{KN/m}^3$	$P2== \frac{\pi x d^2}{4} *e*\gamma b$	P2= 45,26KN
TOTAL	$P=P1-P2$	P=1464,77KN

- Le poids de la coupole inférieure:

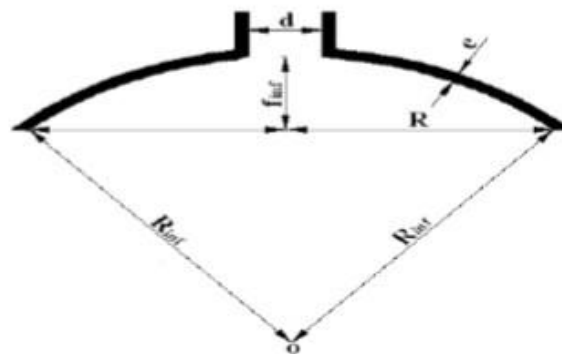
**Figure I-5** La coupole inférieure

Tableau I-3 Calcul poids de la coupole inférieure

Eléments	Formules du poids	Poids(KN)
Le poids de la coupole e= 0.20 m f = 0.65m R2=5.53m $\gamma_b = 30 \text{KN/m}^3$	$P1 = 2 * \pi * R2 * f^2 * e * \gamma_b$	P1= 135.44KN
Le poids de l'ouverture cheminé e = 0.20 m D3= 1.6 m $\gamma_b = 30 \text{KN/m}^3$	$P2 = \frac{\pi D3^2}{4} * e * \gamma_b$	P2=12.06KN
TOTAL	$P = P1 - P2$	P=123.38KN

- **Ceinture supérieure:**

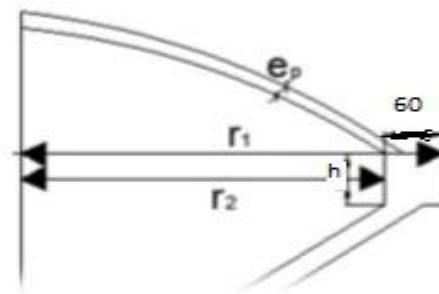


Figure 5-6 Ceinture supérieure

$$r_1 = 8.3\text{m} \quad r_2 = 8.85\text{m} \quad h = 0.6\text{m}$$

$$P = (r_2^2 - r_1^2) * h * b = (8.85^2 - 8.3^2) * 3.14 * 0.6 * 30$$

$$P = 533.12 \text{ KN}$$

- Ceinture inferieure:

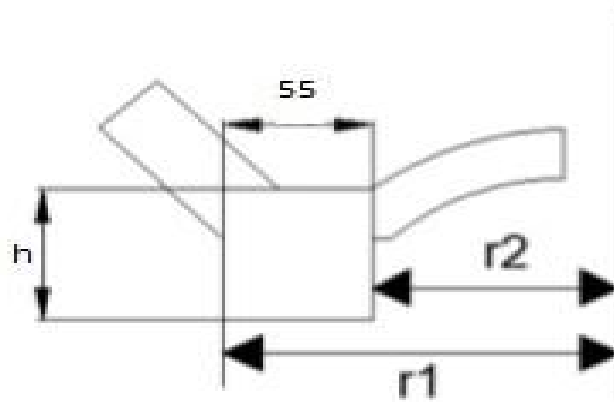


Figure I-6 Ceinture inferieure

$$r1 = 2.6\text{m}$$

$$r2 = 3.15\text{ m } h = 0.6\text{m}$$

$$P=(r2^2-r1^2)*\pi*h*\gamma_b=(3.15^2-2.6^2)*3.14*0.6*30$$

$$P=178.74\text{ KN}$$

- Cheminée:

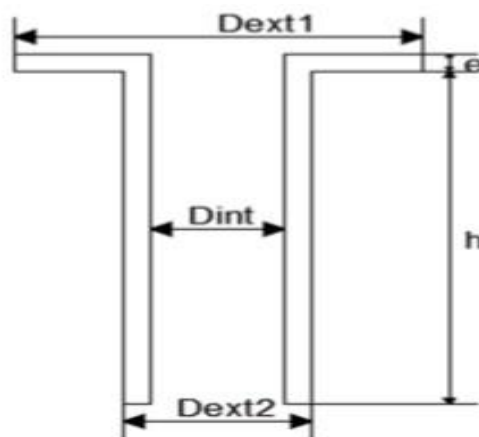


Figure I-7 Cheminée

$$e = 0.2\text{m} \quad D_{\text{int}} = 1.6\text{m} \quad D_{\text{ext}1} = 3.80\text{m} \quad D_{\text{ext}2} = 2\text{m}$$

$$h = 4.90\text{m}$$

$$P = P_1 + P_2$$

$$P_1 = \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}1}^2 - D_{\text{int}}^2) \times e \times \gamma_b$$

$$P_1 = \frac{\pi}{4} (3.8^2 - 1.6^2) * 0.2 * 30 = 55.95 \text{ KN}$$

$$P_2 = \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}2}^2 - D_{\text{int}}^2) \times h \times \gamma_b$$

$$P_2 = \frac{\pi}{4} (2.00^2 - 1.6^2) * 4.9 * 30 = 166.17 \text{ KN}$$

$$P = 55.95 + 166.17 = 222.12 \text{ KN}$$

- **Le poids de fût:**

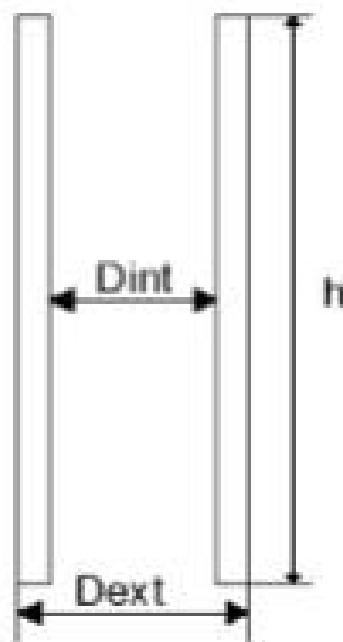


Figure I-8 Le fut

$e = 0.3\text{m}$

$D_{ext} = 5.90\text{ m} . D_{int} = 5.30\text{ m} . H = 21,80\text{ m}$

$P = (D_{ext}^2 - D_{int}^2) * H * \gamma_b = (5.90^2 - 5.3^2) * 21,80 * 30$

P=4394,88KN

- Cuve tronconique:

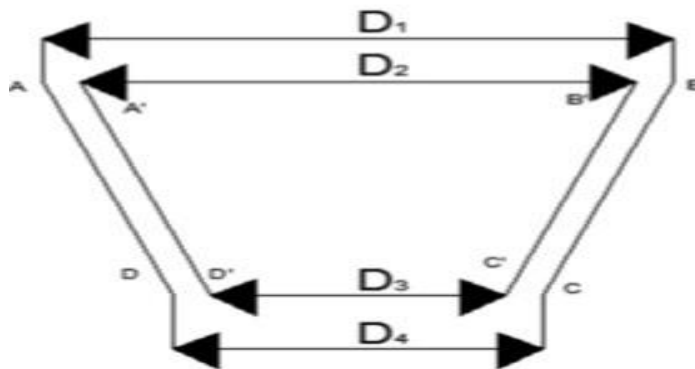


Figure I-9 Diamètre de cuve tronconique

Tableau I-4 Calcul de Poids de la cuve

Eléments	Formules du poids	Poids(KN)
Cone ABCD D1 = 17.70m D4 = 5.90m H = 5.28 m $\gamma_b = 30\text{ KN/m}^3$	$P1 = \frac{\pi}{12} (D1^2 + D4^2 + D1 * D4) * H * \gamma_b$	P1 = 18756,46KN
Cone A'B'C'D' D2 = 16.60m D3 = 5.30m H = 5.28m $\gamma_b = 30\text{ KN/m}^3$	$P2 = \frac{\pi}{12} (D2^2 + D3^2 + D2 * D3) * H * \gamma_b$	P2 = 16232,28 KN

Total	$P=P1 - P2$	P=2524,18 KN
--------------	-------------	---------------------

• **Conclusion:**

En conclusion, les résultats du pré-dimensionnement des différents éléments de notre ouvrage sont présentés dans ce tableau

Tableau I-5 Récapitulatif des poids des éléments

Elément	Poids(KN)
Lanterneau	72.86
Coupolesupérieure	1464,77
Ceinturesupérieure	533.12
Cuve	2524,18
Coupoles inférieure	123.38
Ceintureinférieure	178.74
Cheminée	222.12
Fût	4394.88
Eau	5000
Poids total à vide	9514,05
Poids total plein	14514,05

• **Calcul de Z et P:**

Z_i = centre de gravité de l'élément "i" considéré

P_i = poids de l'élément "i"

P: Poids de la masse concentrée KN/m.

P_1 : Poids de support (fût) par unité de longueur KN/m

Tableau I-6 Hauteur et poids de chaque élément

Elements	Zi(m)	Pi(KN)	Pix Zi(KN.m)
Dalle circulaire du lanterneau.	30,53	28.85	880,79
Voile cylindrique du Lanterneau	30,48	44.01	1341,424
Coupole supérieure	29,73	1464,77	43547,612
Ceinture supérieure	27,65	533.12	14740,768
Cuve	24,92	2524,18	62902,565
Cheminée	25,55	222.12	5675,166
Coupole inférieure	23,1	123.38	2850,078
Ceinture inférieure	22,1	178.74	3950,154
Eau	24,53	5000	122650

- **Détermination des centres de la gravité ZG:**

Cuve vide:

$$\sum P_{ix} Z_i = 135888,557 \text{ KN.m}$$

$$\sum P_i = 5119,17 \text{ KN}$$

$$ZG_v = \frac{\sum P_i Z_i}{\sum P_i}$$

$$ZG_v = 26,54 \text{ m}$$

Cuve pleine:

$$\sum P_{ix} Z_i = 258538,557 \text{ KN.m}$$

$$\sum P_i = 10119,17 \text{ KN}$$

$$Z_{Gp} = \frac{\sum P_i Z_i}{\sum P_i} \quad Z_{Gp} = 25,54 \text{ m}$$

- **Détermination du poids P' :**

$$P_1 = 201,6 \text{ KN/m}$$

Cuve vide:

$$P_{V'} = P + \frac{33}{140} P_1 * Z_{GV} = 5119,17 + \frac{33}{140} 201,6 * 26,54$$

$$P_{V'} = 6380,35 \text{ KN}$$

Cuve pleine:

$$P_{p'} = P + \frac{33}{140} P_1 * Z_{Gp} = 10119,17 + \frac{33}{140} 201,6 * 25,54$$

$$P_{p'} = 11332,83 \text{ KN}$$

- **Determination de periode correspondante:**

Cuve vide:

$$T_{cv} = 2 * \pi \sqrt{\frac{P_{V'} * Z_{V'}^2}{3 * g * E * I}} = (2 * \pi \sqrt{\frac{6380,35 * 10^2 * 26,54^2}{3 * 9,81 * 34179,557 * 20,74}}) 10^{-1}$$

$$T_{cv} = 0,47 \text{ s}$$

Cuve pleine:

$$T_{cp} = 2 * \pi \sqrt{\frac{P_{p'} * Z_{p'}^2}{3 * g * E * I}} = (2 * \pi \sqrt{\frac{11332,83 * 10^2 * 25,54^2}{3 * 9,81 * 34179,557 * 20,74}}) 10^{-1}$$

$$T_{cp} = 0,59 \text{ s}$$

Chapitre 6

Etude Sismique

Etude Hydrodynamique

Etude dynamique en utilisant SAP2000

1. Etude sismique

Notre structure est située dans la zone sismique faible I (selon RPA99 version 2003), elle doit donc résister aux efforts sismiques notamment les efforts horizontaux ou en d'autres termes respecter les normes imposées par le règlement parasismique algérien.

1.1. Evaluation de la force sismique

Le règlement parasismique algérien donne l'effort sismique horizontal par la formule suivante:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W \quad (6.1)$$

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone qui dépend de la zone sismique et du groupe d'usage de la structure.

Les châteaux d'eau sont classés dans le groupe d'usage des ouvrages de grande importance groupe d'usage **1B**, zone sismique **I**

Donc:

A=0.10 (tableau 4.1 RPA99 version 2003)

D: facteur d'amplification dynamique moyen, déterminé en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (**T**)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/6} & T_2 \leq T \leq 3s \end{cases} \quad (6.2)$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7 \quad (6.3)$$

Où:

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, donné en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas :

ξ (%) = **10%** (tableau 4.2 RPA99 version 2003)

Alors

$\eta=0.764$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site (site rocheux)

Donc $T_2 = 0.30s$ (tableau 4.7 RPA99 version 2003)

Cuve pleine: $T= 0.59s$ $D= 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} = 1.22s$

Cuve vide: $T= 0.47s$ $D= 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} = 1.41s$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique dépend du système du contreventement.

D'où :

R=2 (tableau 4.3 RPA99 version 2003)

Q: facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule:

$$Q=1+\sum^6 PQ \quad (6.4)$$

Pq: la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau 4.4

Tableau 6-1 valeurs des penalties Pq

Critèreq	Observation	Pq
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	Non observe	0.05
2. Redondance en plan	Non observe	0.05
3. Régularité en plan	Non observe	0.05
4. Régularité en élévation	Non observé	0.05
5.	Non observé	0.05
6.	observé	0
Total Pq		0.25

D'où $Q = 1.25$

W: poids de la structure;

W est la somme des poids W_i , calculé à chaque niveau(i)

$$W = \sum W_i \quad (6.5)$$

Avec:

$$W = W_G + \beta W_Q \quad (6.6)$$

W_G : poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles solidaires de la structure

W_Q : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation,

Dans notre cas :

$\beta = 1$ (Tableau 4.5 RPA99 version 2003)

$W_{Qi} = 1.55t$ (surcharge d'entretien)

$W_{Gcv} = 951,40 t$

$W_{Gcp} = 1451,40 t$

$W_v = 951,40 + 1(1,55) = 952,95 t$

$W_p = 1451,40 + 1(1,55) = 1452,95 t$

La valeur de la force sismique horizontale sera:

Cuve vide:

$$V_v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W = \frac{0,1 * 1,41 * 1,25}{2} * 952,95 = 83,98 t$$

Cuve Pleine :

$$V_p = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W = \frac{0,1 * 1,22 * 1,25}{2} * 1452,95 = 110,78 t$$

1.2. Principe de modélisation

Le château d'eau est modélisé en une console encadrée à sa base, et à son extrémité une masse concentrée (la cuve), la force sismique est donc appliquée au niveau du centre de gravité de la cuve.

Le fût a une masse uniformément répartie, le RPA99 donne le calcul de la densité de la force suivante:

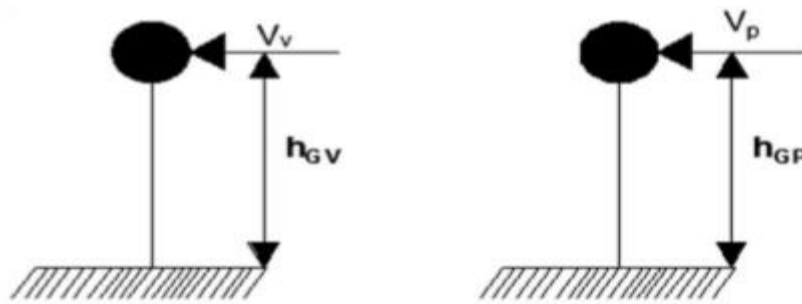


Figure 1-1 Présentation des forces sismiques

$$F(z) = \frac{(V - ft) * m(z) * Z}{\int_0^h m(z) * Z * dZ} \quad (6.7)$$

z : Côte de chaque niveau du fût

m(z): loi de répartition de la masse du fût

V: effort tranchant à la base

Ft : force concentrée au sommet de la structure. Elle doit être déterminée par la formule: **Ft = 0,07 TV**

Avec **Ft = 0** si **T < 0,7s**

Où **T** est la période fondamentale de la structure (en secondes)

Tv = 0,18s **Ft = 0**

F(z): densité de la force horizontale à la base

- **Calcul des sollicitations**

$$F = \int_h^H F(z)$$

F(z): densité de la force horizontale à la côte **Z**.

FG: force sismique au centre de gravité de la cuve

- **Cas de la cuve vide:**
- **Poids de la cuve Vide:**

$$M_{cv}=511,917t$$

$$M_{fut}= 439,488t \text{ (} M_{fut}/h \text{ fut}=20,16 \text{ t/ml masse repartie)}$$

$$V_v= 83,98t$$

Calcul de la hauteur:

$$H_{gv}= h \text{ fut}+ h \text{ e}/2 = 21,8+ 4,85/2$$

$$H_{gv}= 24.22 \text{ m } h= 21,8 \text{ m}$$

$$H= 31m$$

$$m(z).Z= m \text{ fut } *Z \quad \text{pour } 0 < Z < h$$

$$m \text{ Cv} \quad \text{pour } h < Z < H$$

$$20,16 *Z \quad \text{pour } 0 < Z < 21,8$$

$$511,917 \quad \text{pour } 21,8 < Z < 31$$

$$\begin{aligned} \int_0^h m(z) * z dz &= \int_0^{21,8} m(z) * z dz + (m_{cv} * h_{gv}) \\ &= \int_0^{21,8} 20,16(z) * z dz + (511,91 * 24,22) = 12837,73 \text{ t.m} \end{aligned}$$

m(z).Z:moment statique

$$F(z) = \frac{V_v * m(z) * z}{\int_0^h m(z) * z * dz} = \frac{511,91 * 20,16 * z}{12837,73} = 0,80 z$$

$$\text{Pour } z= h =0m$$

$$\Rightarrow F(0)=0$$

$$z= h =21,8m$$

$$F(21,8) = 17,44 \text{ t/ml}$$

$$F(G) = \frac{Vv * mCV * hgv}{\int_0^h m(z) * z * dz} = \frac{511,91 * 83,98 * 24,22}{12837,73} = 81,106 \text{ t}$$

- *Calcul des réactions à l'encastrement:*

En appliquant la Méthode de la RDM:

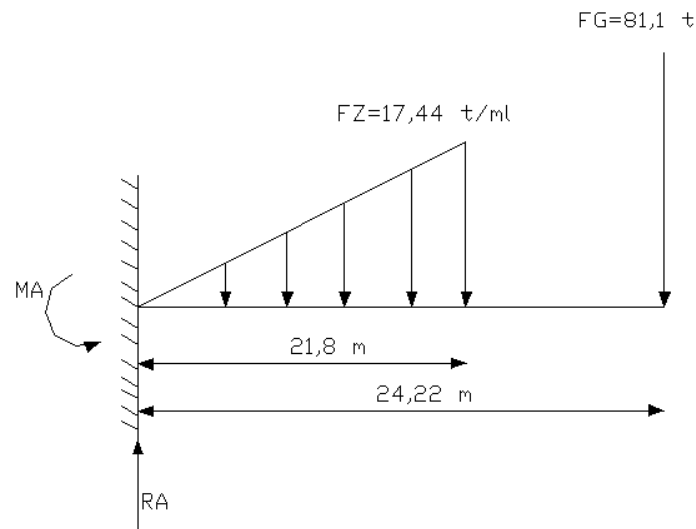


Figure 1-2 Présentation des réactions à l'encastrement cas «cuve vide »

$$\sum F_v = 0 \quad \Rightarrow \quad RA = \frac{1}{2} * 17,44 * 21,8 + 81,1$$

$$RA = 271,19 \text{ t}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$MA = \frac{1}{2} * 17,44 * 21,8 * \frac{2}{3} * 21,8 + 81,10 * 24,22$$

$$MA = 4726,97 \text{ t.m}$$

- *Calcul des Moments et des efforts tranchants:*
- *Pour $0 < Z < 21,8 \text{ m}$*
- *l'effort tranchant:*

$$T(Z) = Ra - \frac{F(Z)z}{2}$$

$$T(Z) = 271,19 - 8,72 Z$$

$$Z=0 \Rightarrow T(0) = 271,19 \text{ t}$$

$$Z=21,8 \Rightarrow T(21,8) = 81,09 \text{ t}$$

- **Moment d'encastrement:**

$$M(z) = Ra * z - Ma - q(z) * \frac{Z}{2} * \frac{Z}{3}$$

$$M(z) = 271,19 Z - 4726,97 - 17,44 * \frac{Z^2}{6}$$

$$M(z) = -2,90 Z^2 + 271,19 Z - 4726,97$$

$$Z=0 \Rightarrow M(0) = -4726,97 \text{ t.m}$$

$$Z=21,8 \Rightarrow M(21,8) = -193,22 \text{ t.m}$$

Pour: 21,8 < z < 31

- **L'effort tranchant**

$$T(Z) = Ra - \frac{F}{2} * h$$

$$T(Z) = 271,19 - 8,72 * 21,8$$

$$T(Z) = 81,09$$

- **Moment d'encastrement:**

$$M(z) = Ra * z - Ma - \frac{1}{2} F * h * (Z - \frac{2}{3} h)$$

$$M(z) = 271,19 Z - 4726,97 - \frac{1}{2} 17,44 * 21,8 * (Z - \frac{2}{3} h_{21,8})$$

$$M(z) = -190,09 \cdot (Z - 14,53) + 271,19Z - 4726,97$$

$$Z = 21,8 \quad \Rightarrow \quad M(21,8) = -193,22 \text{ t.m}$$

$$Z = 24,22 \quad \Rightarrow \quad M(24,22) = 0 \text{ t.m}$$

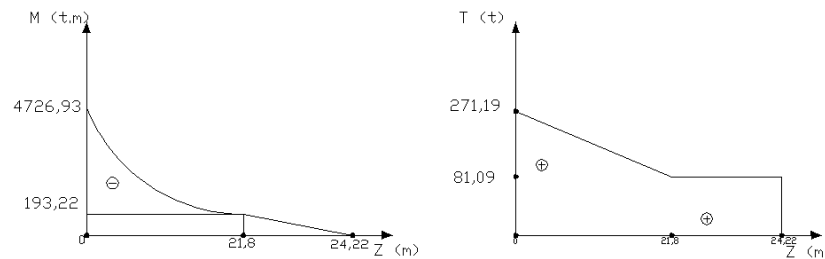


Figure 6-3 Diagramme des moments et efforts tranchants «cuve vide»

• **Cas de la cuve pleine:**

$$m_{cp} = 1011,91 \text{ t}$$

$$M_{fut} = 439,488t \quad (M_{fut}/h_{fut} = 20,16 \text{ t/ml masserepartie})$$

$$V_p = 110,78 \text{ t}$$

$$h_{Gp} = 24,22 \text{ m}$$

$$h = 21,8\text{m et } H = 31\text{m}$$

$$m(z).Z = \begin{cases} m_{fut} * Z & \text{pour } 0 < Z < h \\ m_{cp} & \text{pour } h < Z < H \end{cases} \quad (6.1)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 20,16 * Z & \text{pour } 0 < Z < 21,8 \\ 1011,91 \text{ t} & \text{pour } 21,8 < Z < 31 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \int_0^h m(z) * z dz &= \int_0^{21,8} m(z) * z dz + (m_{cp} * h_{gp}) \\ &= \int_0^{21,8} 20,16(z) * z dz + (1011,91 * 24,22) = 24927,79 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$F(z) = \frac{Vp * m(z) * z}{\int_0^h m(z) * z * dz} = \frac{110,78 * 20,16 * z}{24927,79} = 0,08 z$$

Pour $z = h = 0\text{m}$

$$F(0) = 0$$

$z = h = 21,8\text{m}$

$$F(21,8) = 1,74 \text{ t/ml}$$

$$F(G) = \frac{Vv * mCV * hgv}{\int_0^h m(z) * z * dz} = \frac{110,78 * 1011,91 * 24,22}{24927,79} = 108,916 \text{ t}$$

- **Calcul des réactions à l'encastrement:**

En appliquant la Méthode de la RDM:

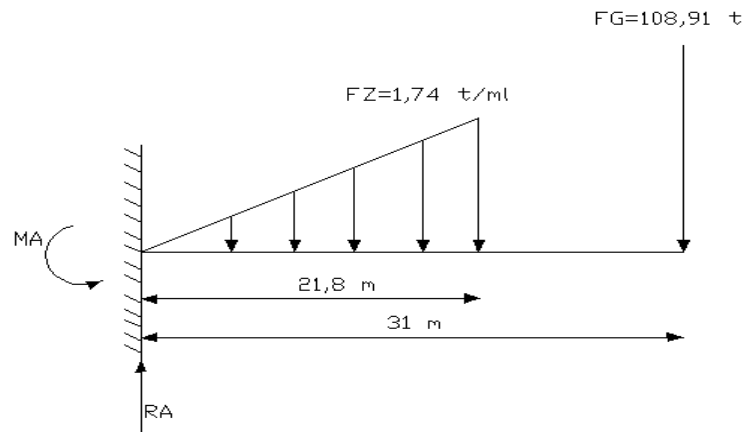


Figure 1-4 Diagramme des moments et efforts tranchants «cuve vide»

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow RA = \frac{1}{2} * 1,74 * 21,8 + 108,91$$

$$RA = 127,87 \text{ t}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$MA = \frac{1}{2} * 1,74 * 21,8 * \frac{2}{3} * 21,8 + 108,91 * 24,22$$

$$MA = 2913,44 \text{ t.m}$$

- *Calcul des Moments et des efforts tranchants:*
- *Pour $0 < Z < 21,8 \text{ m}$*
- *L'effort tranchant:*

$$T(Z) = Ra - \frac{F(Z)z}{2}$$

$$T(Z) = 127,87 - 0,87 Z$$

$$Z=0 \Rightarrow T(0) = 127,87 \text{ t}$$

$$Z=21,8 \Rightarrow T(21,8) = 108,90 \text{ t}$$

- *Moment d'encastrement:*

$$M(z) = Ra * z - Ma - q(z) * \frac{Z * Z}{2 * 3}$$

$$M(z) = 127,87 Z - 2913,44 - 1,74 * \frac{Z^2}{6}$$

$$M(z) = -0,29 Z^2 + 127,87 Z - 2913,44$$

$$Z=0 \Rightarrow M(0) = -2913,44 \text{ t.m}$$

$$Z=21,8 \Rightarrow M(21,8) = -259,93 \text{ t.m}$$

Pour: $21,8 < z < 24,22$

- *L'effort tranchant*

$$T(Z) = Ra - \frac{F}{2} * hh$$

$$T(Z) = 127,87 - 0,87 * 21,8$$

$$T(Z) = 108,90$$

- **Moment d'encastrement:**

$$M(z) = Ra * z - Ma - \frac{1}{2} F * h * (Z - \frac{2}{3} h)$$

$$M(z) = 127,87 Z - 2650,44 - \frac{1}{2} 1,74 * 21,8 * (Z - \frac{2}{3} * 21,8)$$

$$M(z) = -18,96 * (Z - 14,53) + 127,87 Z - 2913,44$$

$$Z = 21,8 \Rightarrow M(21,8) = -259,93 \text{ t.m}$$

$$Z = 24,22 \Rightarrow M(24,22) = 0 \text{ t.m}$$

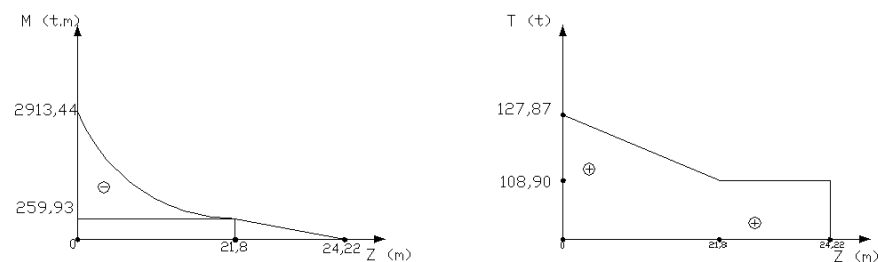


Figure 1-5 Diagramme des moments et efforts tranchants «cuve Pleine»

2. Etude hydrodynamique

2.1. Introduction

L'étude hydrodynamique nous permet de calculer les efforts exercés sur les parois de la cuve dus aux poussées des eaux et les moments créés par les efforts ainsi que les hauteurs des vagues sur les parois

Le réservoir partiellement rempli, excitation sismique met une partie du fluide sera en mouvement ce qui conduit à la formation des vagues en surface pouvant nuire la couverture de l'ouvrage.

Le réservoir couvert est entièrement plein, il n'y a pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à d'une excitation sismique en base. Du point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble fluide réservoir constituait une masse unique.

Pour étudier ce phénomène nous allons nous référer au document suivant:

« Calcul pratique des réservoirs en zone sismique » qui traite les réservoirs sous excitation sismique par plusieurs méthodes à savoir:

- La méthode d' HOUZNER lorsque le taux de remplissage ; $h/R \leq 1.5$
- La méthode Hunt et Priestley lorsque le rapport $h/R \geq 1.5$
- La méthode Jacobsen La méthode Hunt et Priestley lorsque le rapport $h/R \geq 1.5$
- La méthode Jacobsen

2.2. . Le calcul des paramètres

2.2.1. Le rayon

$$R = \frac{D1}{2}$$

Avec: D1: le diamètre de la cuve

$$R = 8.3\text{m}$$

Lorsque le taux de remplissage : h/R

Avec h: la hauteur de la cuve

$$h/R = 5.98 / 8.3 = 0.72 \leq 1.5$$

Donc: On utilise la méthode d'HOUZNER $h/R \leq 1.5$

2.2.2. Principe de la méthode approchée de calcul d'après HOUZNER:

Le principe de la méthode d'HOUZNER repose sur la décomposition de l'ouvrage, selon HOUZNER l'action de l'eau est décomposée en deux actions:

1. action passive: due à la masse passive provoquant des efforts d'impulsion.

2. action active: due à la masse active du fluide en mouvement d'oscillation provoquant des efforts d'oscillation.

- Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide dite masse passive réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente.
- Les efforts d'oscillation proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_0 retenue par les ressorts de $K_1/2$ à la hauteur h_0 à partir de la base du réservoir, dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibrations que la masse active du fluide.

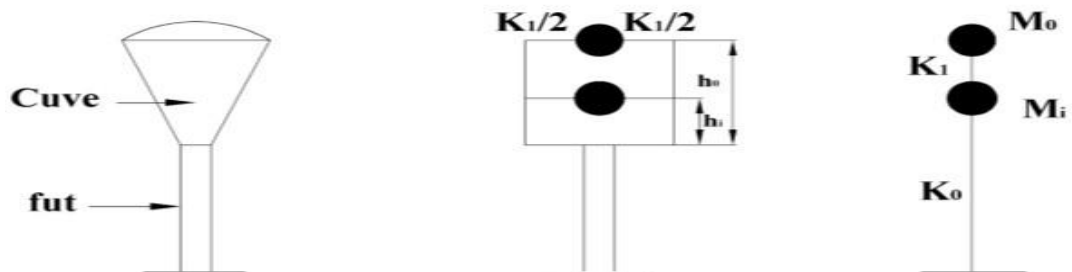


Figure 2-1 Modélisation du château d'eau

Château d'eau

Equivalent mécanique

Modélisation

2.2.3. Calcul des poids:

Poids de l'eau $M_e = e \cdot V = 10 \cdot 500 \cdot 10^3 = 500 \cdot 10^4 \text{ N}$

Poids du réservoir vide $M_v = P_{v \times g} = 5119,17 \cdot 10 \cdot 10^3 = 5119,17 \cdot 10^4 \text{ N}$

Poids total du réservoir $M_t = M_e + M_v = (500 + 5119,17) \cdot 10^4 = 5619,17 \cdot 10^4 \text{ N}$

Poids du fut: $M_{fût} = P_{fût} \cdot g = 4394,88 \cdot 10^4 \text{ N}$

- **Poids de la masse passive:**

$$M_i = M_{ex} \frac{\text{th}\left(\frac{\sqrt{3R}}{h}\right)}{\sqrt{3R}/h} + M_V = 500 * 10^4 \times \frac{\text{th}\left(\frac{\sqrt{3*8,3}}{5,98}\right)}{\frac{\sqrt{3*8,3}}{5,98}} + 5119,17 * 10^4$$

$$M_i = 5323,788 * 10^4 \text{ N}$$

- **Poids de la masse active M0 :**

$$M_0 = M_e * 0.318 * \frac{R}{h} * \text{th}\left(\frac{1,84 * h}{R}\right) = 500 * 10^4 * 0.318 * \frac{8,3}{5,98} * \text{th}\left(\frac{1,84 * 5,98}{8,3}\right)$$

$$M_0 = 191,56 * 10^4 \text{ N}$$

2.2.4. Le calcul des hauteurs hi et h0 :

$$h_i = (3/8) * 5.98 \Rightarrow h_i = 2.42 \text{ m}$$

$$h_0 = h * \left(1 - \frac{\text{ch}\left(\frac{1,84 * h}{R}\right) - 1}{\left(\frac{1,84 * h}{R}\right) \text{Sh}\left(\frac{1,84 * h}{R}\right)}\right) = 5,98 * \left(1 - \frac{\text{ch}\left(\frac{1,84 * 5,98}{8,3}\right) - 1}{\left(\frac{1,84 * 5,98}{8,3}\right) \text{Sh}\left(\frac{1,84 * 5,98}{8,3}\right)}\right)$$

$$h_0 = 3,36 \text{ m}$$

2.2.5. Calcul de la pulsation ω_0 :

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R} * 1.84 * \text{th}\left(\frac{h}{R}\right) = \frac{10}{8,3} * 1.84 * \text{th}\left(\frac{5,98}{8,3}\right)$$

$$\omega_0 = 1.17 \text{ rad/s}$$

2.2.6. Calcul des constantes de raideur « K1 » et « K0 »:

K1: raideur de couplage (M0 – Mi)

K0: raideur de support

- **Calcul de K1:**

$$K_1 = m_1 * \omega_0^2$$

$$\text{Avec: } m_1 = \frac{m_0}{g}$$

$$K_1 = m_1 \cdot \overline{\omega_0^2} = \frac{m_0}{g} * \omega_0^2 = \frac{191,56 * 10^4}{10} * 1,17$$

$$K_1 = 0,22 * 10^6 \text{ N/m}$$

• Calcul du support K0 :

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{P' * L^3}{3 * g * E * I}}$$

$$\text{Avec: } P' = P + \frac{33}{140} * M_{fût}$$

$$P: \text{ poids de la masse concentrée } P = M_t = 5619,17 * 10^4 \text{ N}$$

$$L: \text{ hauteur du support } L = 21,8 \text{ m}$$

I: moment d'inertie de la section transversale du fût:

$$I = \frac{\pi}{64} (D_{ext}^4 - D_{int}^4) = 20,74 \text{ m}^4$$

$$E: \text{ module de déformation instantané du béton armé } E = 3.418 * 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$M_{fût} = \text{ masse du fût} = 4394,88 * 10^3 \text{ N}$$

$$P' = P + \frac{33}{140} M_{fût}$$

$$P' = 5619,17 * 10^4 + \frac{33}{140} 4394,88 * 10^3$$

$$P' = 5722,76 * 10^4 \text{ N}$$

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{P' * L^3}{3 * g * E * I}}$$

$$\omega^2 = \frac{4\pi^2}{T^2} \rightarrow T^2 = \frac{4\pi^2}{\omega^2}$$

On remplace

$$4*\pi^2 \frac{P_l*L^3}{3*g*E*I} = \frac{4\pi^2}{\omega^2}$$

$$\frac{P_l*L^3}{3*g*E*I} = \frac{1}{\omega^2}$$

$$\omega^2 = \frac{K}{m}$$

$$\frac{1}{\omega^2} = \frac{m}{K} = \frac{P_l*L^3}{3*g*E*I}$$

Enremplace:

$$K_0 = \frac{3*E*I*Mt}{P_l*L^3} = \frac{3*3,4*10^4 * 20,74 * 5619,17*10^4}{5722,76 * 10^4 * 21,8^3}$$

$$K_0 = 200,49 * 10^6$$

2.2.7. Calcul des pulsations propres ω_1 et ω_2 du 1^{er} et 2^{eme} mode de vibration du système:

La matrice de rigidité $K = \begin{bmatrix} K_{00} & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} \end{bmatrix}$

$$K_{00} = K_0 + K_1 = (200,49 + 0,22) * 10^6$$

$$K_{00} = 200,71 * 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_{01} = K_{10} = -K_1 = -0,22 * 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_{11} = K_1 = 0,22 * 10^6 \text{ N/m}$$

$$K = 10^6 * \begin{bmatrix} 200,71 & -0,22 \\ -0,22 & 0,22 \end{bmatrix} \text{ N/m}$$

La matrice de masse $m = \begin{bmatrix} m_0 & 0 \\ 0 & m_1 \end{bmatrix}$

Avec:

$$m_0 = \frac{m_i}{g} = \frac{5323,78 * 10^4}{10} = 5,32 * 10^6 \text{ N}$$

$$m_1 = \frac{M_0}{g} = \frac{191,56 \cdot 10^4}{10} = 0,19 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$m = 10^6 \cdot \begin{bmatrix} 5,32 & 0 \\ 0 & 0,19 \end{bmatrix} \text{ N}$$

En appliquant le principe fondamental de la dynamique; on obtiendra l'équation suivante:

$$[\mathbf{K} - \omega^2 \cdot \mathbf{M}] \cdot \mathbf{X} = \mathbf{0}$$

Les solutions de cette équation représenteront les pulsations de vibration des deux modes principaux qui sont obtenues par :

$$\Delta = [\mathbf{K} - \mathbf{M} \cdot \omega^2] = \mathbf{0}$$

La solution est donc:

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2} \left[\frac{K_{00}}{m_0} + \frac{K_{11}}{m_1} \pm \sqrt{\left(\frac{K_{00}}{m_0} - \frac{K_{11}}{m_1} \right)^2 + 4 \frac{K_{01} K_{10}}{m_0 m_1}} \right]$$

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2} \left[\frac{200,71}{5,32} + \frac{0,22}{0,19} \pm \sqrt{\left(\frac{200,71}{5,32} - \frac{0,22}{0,19} \right)^2 + 4 \frac{0,22 \cdot 0,22}{5,32 \cdot 0,19}} \right]$$

$$\omega_1^2 = 1,16 \rightarrow \omega_1 = 1,08 \text{ rad/s} \quad \text{et} \quad T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 5,81 \text{ s}$$

$$\omega_2^2 = 37,72 \rightarrow \omega_2 = 6,14 \text{ rad/s} \quad \text{et} \quad T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 1,02 \text{ s}$$

2.2.8. Calcul des facteurs de participation (K1) et (K2) :

$$K_1 = \frac{m_0 \phi_{01} + m_1}{m_0 \phi_{01}^2 + m_1} = \frac{5,32 \cdot 0,0011 + 0,19}{5,32 \cdot 0,0011^2 + 0,19} = 1,22$$

$$\phi_{01} = \frac{-\frac{K_{01}}{m_0}}{\frac{K_{00}}{m_0} - \omega_1^2} = \frac{\frac{0,22}{5,32}}{\frac{200,71}{5,32} - 1,08^2} = 0,0011$$

$$K_2 = \frac{m_0 \phi_{02} + m_1}{m_0 \phi_{02}^2 + m_1} = \frac{5,32 \cdot 1,48 + 0,19}{5,32 \cdot 1,48^2 + 0,19} = 0,68$$

$$\phi_{02} = \frac{-\frac{K_{01}}{m_0}}{\frac{K_{00}}{m_0} - \omega_2^2} = \frac{\frac{0,22}{5,32}}{\frac{200,71}{5,32} - 6,14^2} = 1,48$$

2.2.9. Calcul des déplacements horizontaux :

Les accélérations SaI, SaII sont déterminées à partir du spectre de réponse «référence: RPAarticle 4.13 »

- **Détermination du spectre de réponse:**

Ce paramètre est lié à certain facteur à savoir :

-la nature du sol;(T1etT2) site rocheux(T1=0.15s et T2=0.30s)

-facteur de qualité ;Q= 1.25

-accélération de zone ;A= 0.1

D'après **NEWMARK**et**ROSENBLUETH**,la dissipation d'énergie due à la viscosité du liquide est équivalent à un pourcentage de l'amortissement critique.

Ce pourcentage est toujours inférieur où égale à 2%, et il augmente avec la fréquence d'oscillation. On admettra donc 0.5% d'amortissement critique pour le premier mode de vibration de l'eau, et 2% pour le second

-le facteur d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

$$\begin{cases} \text{Mode I : } \xi = 0,5\% & \eta = 1,67 \\ \text{Mode II : } \xi = 2\% & \eta = 1,32 \end{cases}$$

1ère mode de vibration:

$$T1 = 5.81s \quad T > 3s \quad \eta = 1,67$$

$$- \quad \frac{Sa}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T2}{3}\right)^{2\beta} \left(\frac{3}{T}\right)^{\beta} \left(\frac{Q}{R}\right)$$

$$- \quad \frac{Sa}{g} = 2.5 * 1.67 (1.25 * 0.1) \left(\frac{0,3}{3}\right)^{2\beta} \left(\frac{3}{5,81}\right)^{\beta} \left(\frac{1,25}{2}\right) = 0.022$$

$$\mathbf{Sa1 = 0.22 m/s^2}$$

$$\mathbf{2\text{ème mode de vibration: } T2 = 1,02 \text{ s} \rightarrow T2 \leq T \leq 3\text{s} \rightarrow \eta = 1,32}$$

$$\frac{Sa}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T2}{T}\right)^{2\beta} \left(\frac{Q}{R}\right)$$

$$\frac{Sa}{g} = 2.5 * 1.32(1.25 * 0.1) \left(\frac{0,3}{1,02}\right)^{2\beta} \left(\frac{1,25}{2}\right) = 0.11$$

$$\mathbf{Sa2 = 1,1 m/s^2}$$

- **Les déplacements horizontaux:**

1ère mode:

$$X11 = K1 \times \frac{Sa1}{\omega1^2} = 1,22 \times \frac{0,22}{1,16} = \mathbf{0.23 \text{ m}}$$

$$\mathbf{X01 = X11 * \varnothing01 = 0,23 * 0,0011 = 2,53 * 10^{-4} \text{ m}}$$

2ème mode:

$$X12 = K2 \times \frac{Sa2}{\omega2^2} = 0,68 \times \frac{1,1}{37,72} = \mathbf{19,83 * 10^{-3} \text{ m}}$$

$$\mathbf{X02 = X12 * \varnothing02 = 19,83 * 10^{-3} * 1,48 = 0,03 \text{ m}}$$

2.2.10. Calcul de la force horizontale:

$$F11 = K11 * X11 + K10 * X01 = 0.22 * 10^6 * 0,23 - 0,22 * 10^6 * 2,53 * 10^{-4}$$

$$\mathbf{F11 = 50544,34 \text{ N} = 5,054 \text{ t}}$$

$$F01 = K01 * X11 + K00 * X01 = -0,22 * 10^6 * 0,23 + 200,71 * 10^6 * 2,53 * 10^{-4}$$

$$\mathbf{F01 = 179,63 \text{ N} = 0.017 \text{ t}}$$

D'où l'effort tranchant:

$$F1 = F11 + F01 = 5,071 \text{ t}$$

2ème mode :

$$F12 = K11 * X12 + K10 * X02 = 0,22 \cdot 10^6 \times 0,02 + (-0,22 \cdot 10^6 \times 0,03)$$

$$F12 = -2200 \text{ N} = -0,22 \text{ t}$$

$$F02 = K01 * X12 + K00 * X02 = -0,22 \cdot 10^6 \times 0,02 + (200,71 \cdot 10^6 \times 0,03)$$

$$F02 = 6016900 \text{ N} = 601,69 \text{ t}$$

D'où l'effort tranchant:

$$F2 = F12 + F02 = 601,47 \text{ t}$$

2.2.11. Calcul des sollicitations dans l'ouvrage:

- **Calcul du moment MA:**

$$MA = hF1 + HF2$$

$$MA = 21,8 \cdot (5,071) + 31(601,69)$$

$$MA = 18762,94 \text{ t.m}$$

D'où le moment réglementaire:

$$MAr = \beta \times MA$$

Avec:

$$\beta = 1/3 \text{ facteur de comportement de structure (RPA)}$$

$$MAr = 6254,31 \text{ t.m}$$

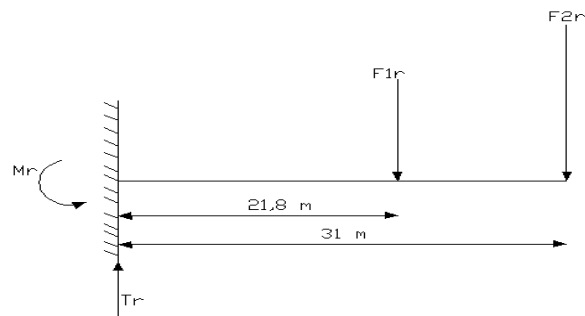


Figure 2-2 Présentation des réaction à l'encastrement

- **Calcul des sollicitations:**

$$F1r = \frac{F1}{3} = 1,69 \text{ t}$$

$$F2r = \frac{F2}{3} = 200,49 \text{ t}$$

Section I-I: $0 \leq x \leq 21,8\text{m}$

$$M(x) = Tr \cdot x - MAr$$

$$M(x) = 202,18 \cdot x - 6254,31$$

$$T(x) = Tr = F1r + F2r = 202,18 \text{ t}$$

$$M(0) = -6254,31 \text{ t.m}$$

$$M(21,8) = -1846,78 \text{ t.m}$$

Section II-II: $21,8\text{m} \leq x \leq 31\text{m}$

$$M(x) = Tr \cdot x - MAr - F1r (x - 21,8)$$

$$M(x) = 202,18 \cdot x - 6254,31 - 1,69(x - 21,8)$$

$$M(x) = 200,49x - 6217,47$$

$$M(21,8) = -1846,79 \text{ t.m}$$

$$M(31)=0 \text{ t.m}$$

$$T(x) = Tr - F1r = 202,18 - 1,69 = \mathbf{200,49 \text{ t}}$$

2.2.12. Détermination de la hauteur des vagues:

$$d_{\max} = \frac{0,408 R}{\left[\frac{g}{\omega_n^2 R} - 1 \right] \cdot \text{th} \left(\frac{1,84h}{R} \right)}$$

avec

ω_n : dépend de l'amplitude de vibration de chaque mode

1^{er} MODE

$$\emptyset_1 = \left[1,53 \frac{X_{11} - X_{01}}{R} \right] \cdot \text{th} \left(1,84 \frac{h}{R} \right) = \left[1,53 \frac{0,23 - 2,53 \cdot 10^{-4}}{8,3} \right] \cdot \text{th} \left(1,84 \frac{5,98}{8,3} \right)$$

$$\emptyset_1 = 0,036$$

$$D_{\max 1} = \frac{0,408 \cdot 8,3}{\left[\frac{10}{1,08 \cdot 0,036 \cdot 8,3} - 1 \right] \cdot \text{th} \left(\frac{1,84 \cdot 5,98}{8,3} \right)}$$

$$D_{\max 1} = \mathbf{0,13 \text{ m}}$$

2^{eme} MODE

$$\emptyset_2 = \left[1,53 \frac{X_{12} - X_{02}}{R} \right] \cdot \text{th} \left(1,84 \frac{h}{R} \right) = \left[1,53 \frac{19,83 \cdot 10^{-3} - 0,03}{8,3} \right] \cdot \text{th} \left(1,84 \frac{5,98}{8,3} \right)$$

$$\emptyset_2 = -1,62 \cdot 10^{-3}$$

$$D_{\max 2} = \frac{0,408 \cdot 8,3}{\left[\frac{10}{6,14 \cdot (-1,6 \cdot 10^{-3}) \cdot 8,3} - 1 \right] \cdot \text{th} \left(\frac{1,84 \cdot 5,98}{8,3} \right)}$$

$$D_{\max 2} = \mathbf{-0,031 \text{ m}}$$

$$d_{\max} = \sqrt{(d_{\max.1}^2 + d_{\max.2}^2)} = \sqrt{(0,13^2 + 0,031^2)}$$

$$d_{\max} = \mathbf{0,13 \text{ m} = 13 \text{ cm}}$$

3. Analyse dynamique en utilisant SAP2000

3.1. Introduction

Le but de la modélisation de la structure avec un logiciel SAP 2000 est de démontrer au mieux le véritable comportement de la structure sous les efforts auxquels elle est soumise.

Il s'agit d'une étape très cruciale dans l'étude générale des travaux de génie civil, notamment en zone sismique.

3.2. Les étapes de la modélisation

La modélisation et le dimensionnement d'une structure se fait en différentes étapes :

- La modélisation géométrique de la structure et de son chargement dans un premier temps
- Le calcul des combinaisons de charge ensuite, en tenant compte de la réglementation
- Le calcul des efforts internes de la structure
- La vérification de tous les éléments contenus dans la structure.

Ainsi, cette modélisation va être décomposée en 3 étapes:

- La première plutôt géométrique va juste introduire la pondération des charges
- La seconde représente le côté réglementaire avec les chargements et les combinaisons respectant les règlements
- La dernière se concentre plutôt sur le dimensionnement des éléments

3.3. Modèle tridimensionnel du château d'eau

Un modèle 3D a été réalisé en utilisant le logiciel SAP2000. Ce modèle est illustré par la figure 6.8.

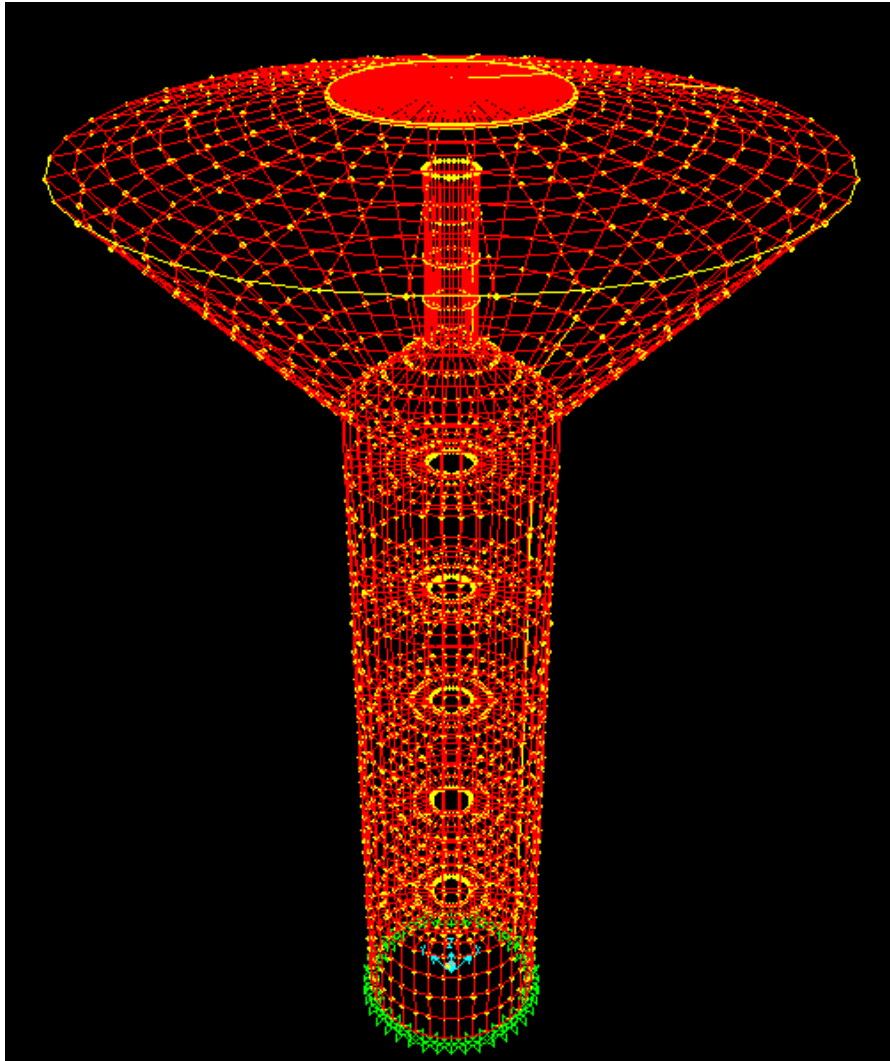


Figure 3-8 Modèle tridimensionnel de la structure du château d'eau

3.4. Analyse modale

L'analyse modale du modèle de château d'eau a été effectuée. Les figures 6-9, 6-10 et 6-11 illustrent les trois premiers modes de vibration. En effet, la période fondamentale de la structure est 0.42 s

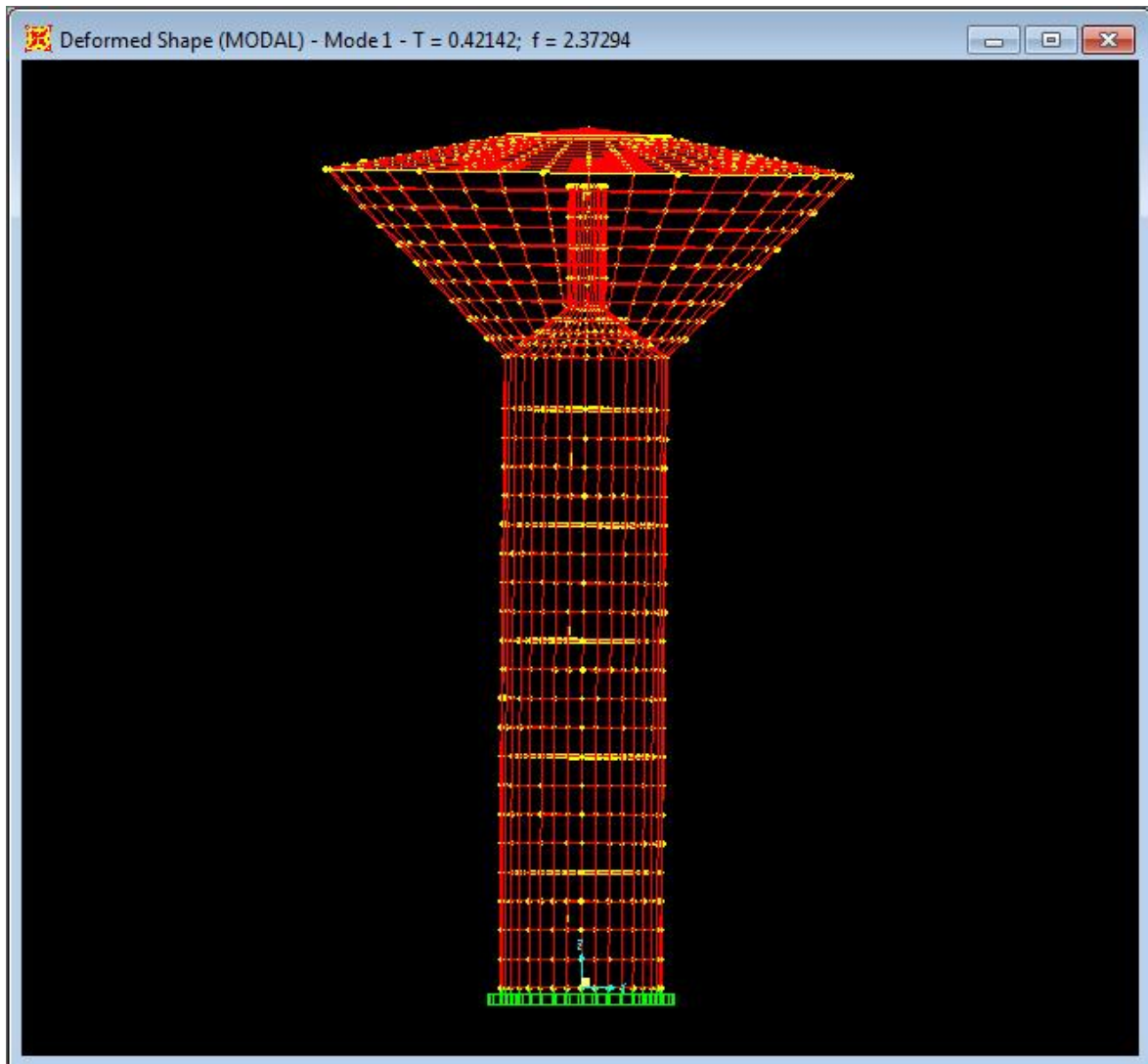


Figure 3-9 Mode de vibration N°01

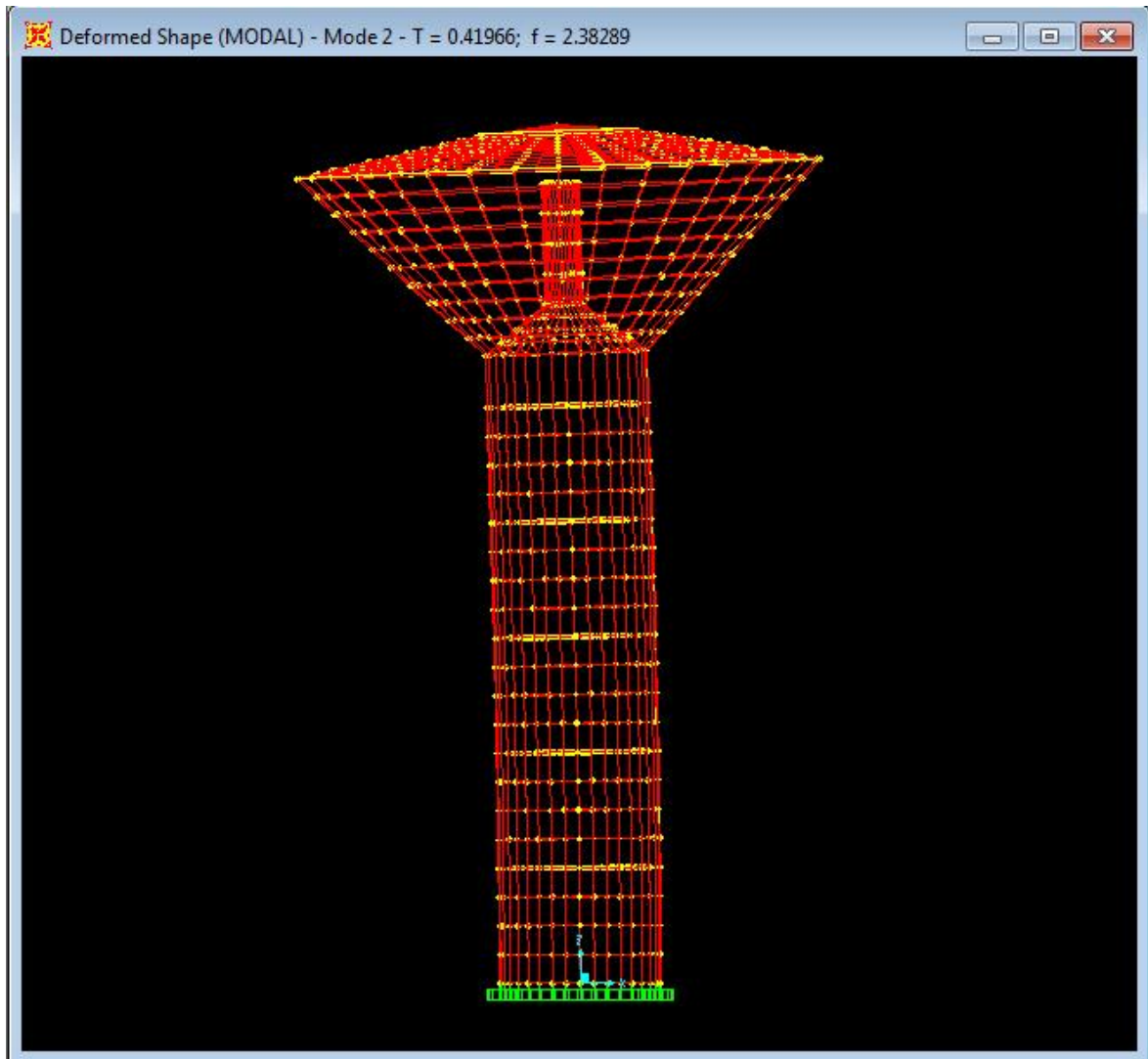


Figure 3-10 Mode de vibration N°02

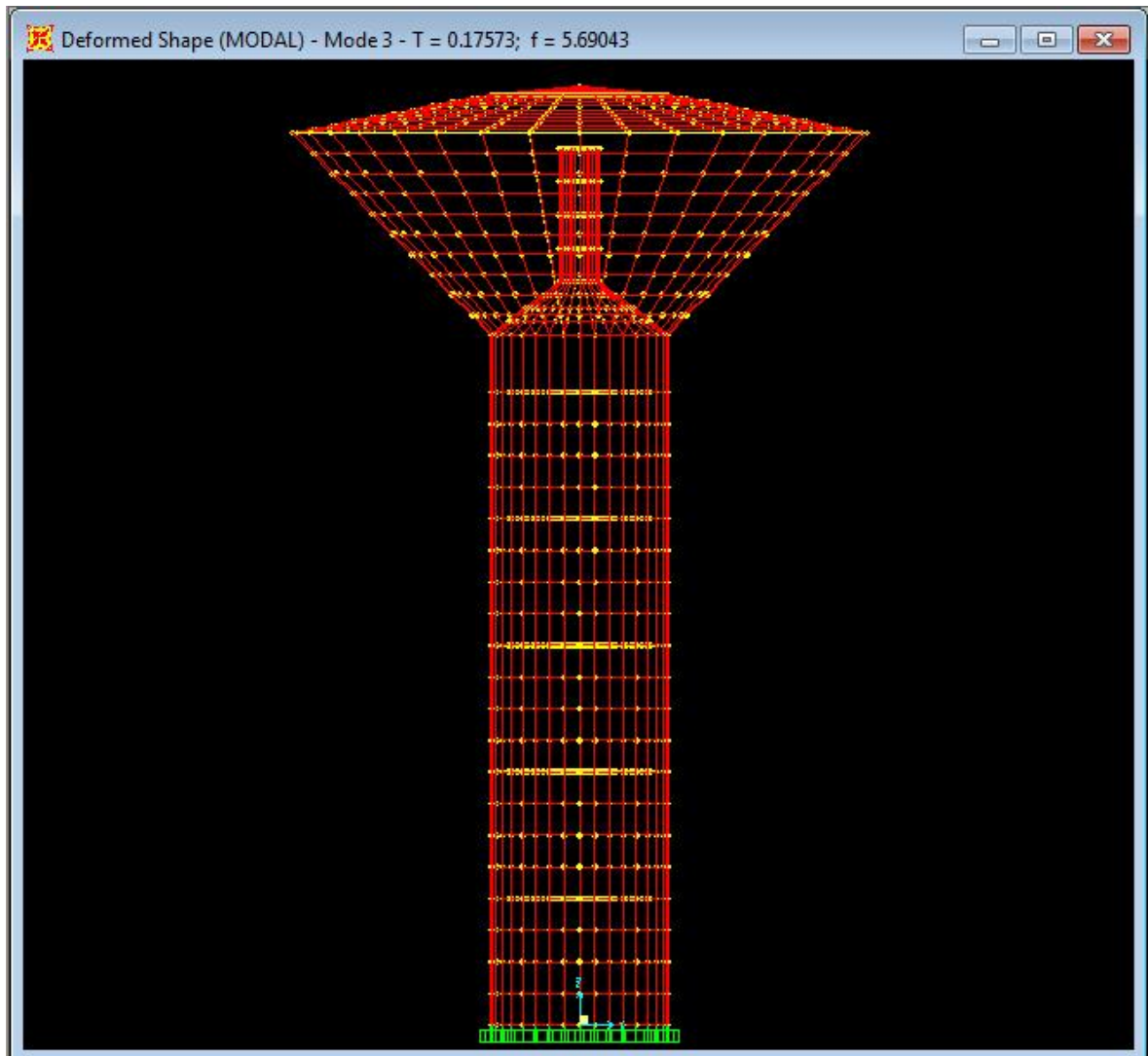


Figure 3-11 Mode de vibration N°03

3.5. Analyse dynamique sous SAP2000

L'analyse sismique du modèle du château d'eau a été réalisée en adoptant la méthode modale spectrale. A cet effet, le chargement sismique est représenté sous forme de spectre de réponse donné par la figure suivante :

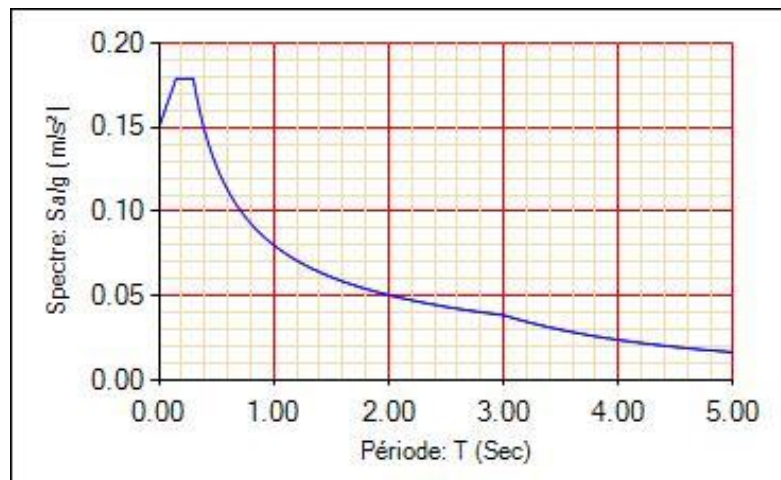


Figure 3-12 Spectre de réponse appliqué à la structure

3.5.1. Coupole supérieure

Caractéristique géométrique:

- Diamètre : 17,56 m.
- Flèche : 1.75 m.
- Rayon de courbure : 22.59 m.

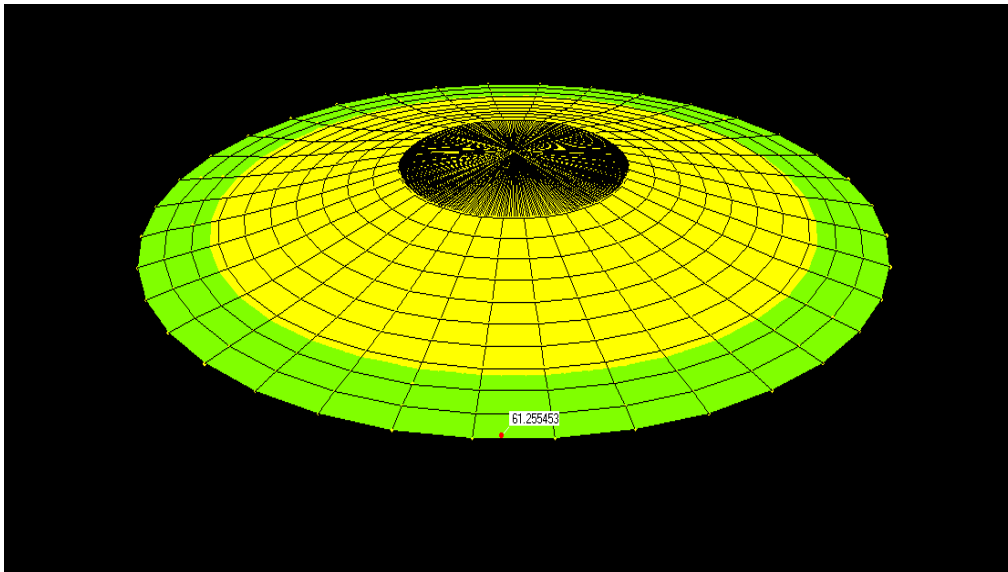


Figure 3-13 Effort normale dans la coupole

Nous Concluons que le même ferrailage que la partie précédente.

Choix :

- Suivant le méridien :6 HA12/ml
- Suivant le parallèle: 6HA12/ml

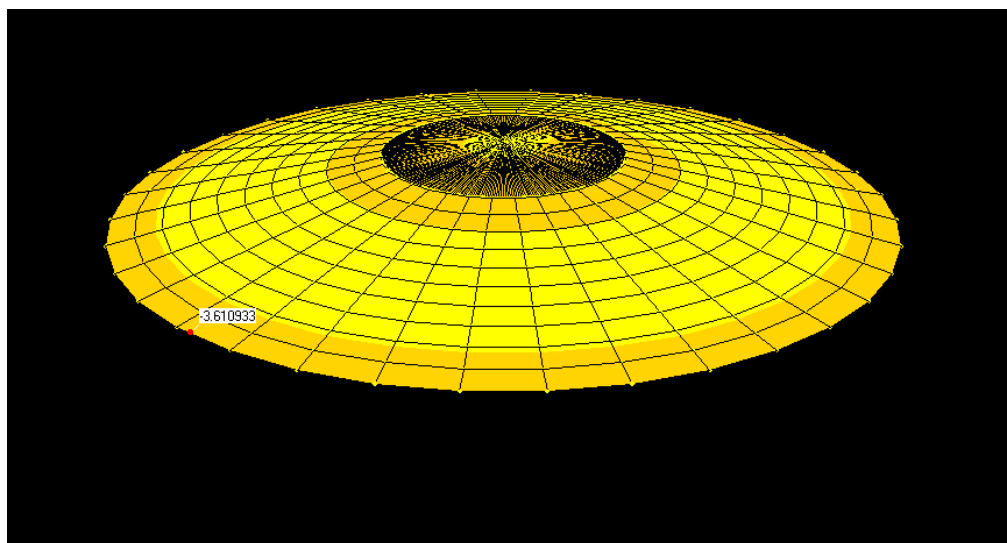


Figure 6-14 Cartographie des moments de flexion dans la coupole supérieure

3.5.2. Ceinture supérieure et inférieure

□ **Caractéristiques géométriques:**

-La section de la ceinture supérieure:(60x55).

-La section de la ceinture inférieure:(60x55).

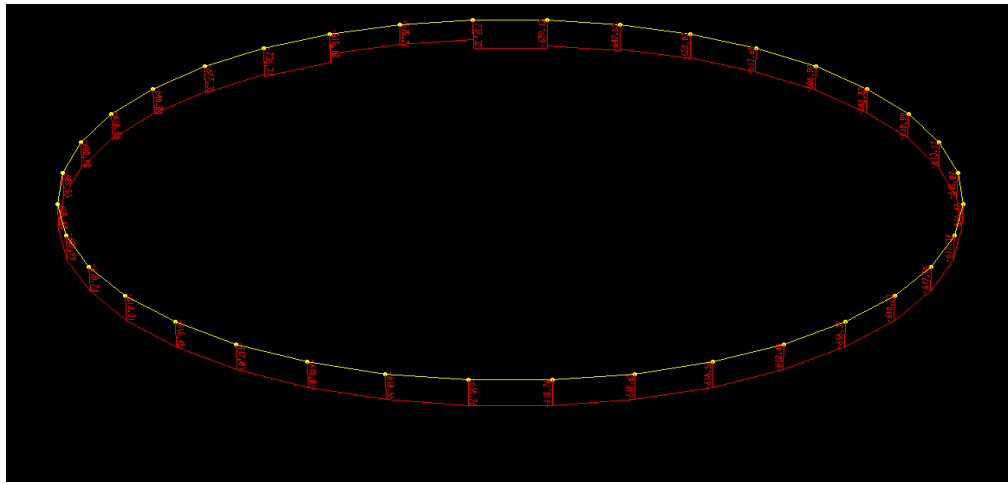


Figure 6-15 Effort de traction de ceinture

Sur la ceinture inférieure Max=-618 KN et

Sur la ceinture supérieure Max= 300,19 KN

On remarque que les ceintures seront ferrillées de la même manière que dans la partie précédente ;

Choix :

□ Ceinture supérieure:10HA20.

□ Ceinture inférieure:10HA20

3.5.3. La cuve tronconique:

□ **Caractéristiques géométriques:**

- Epaisseur de la cuve: 30cm.
- Hauteur de la cuve:5.55m.
- Diamètre supérieure:17.56m.
- Diamètre inférieure:5.9m.

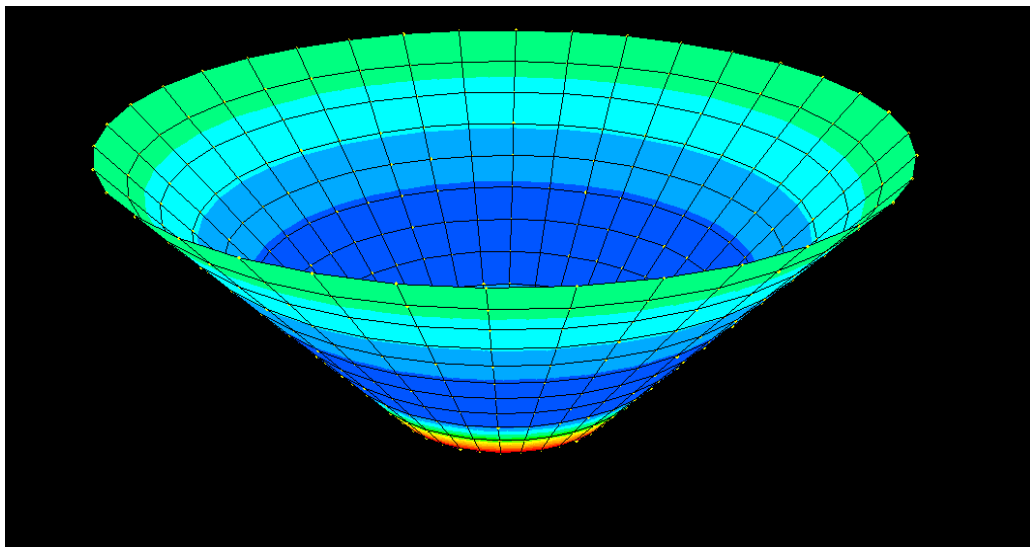
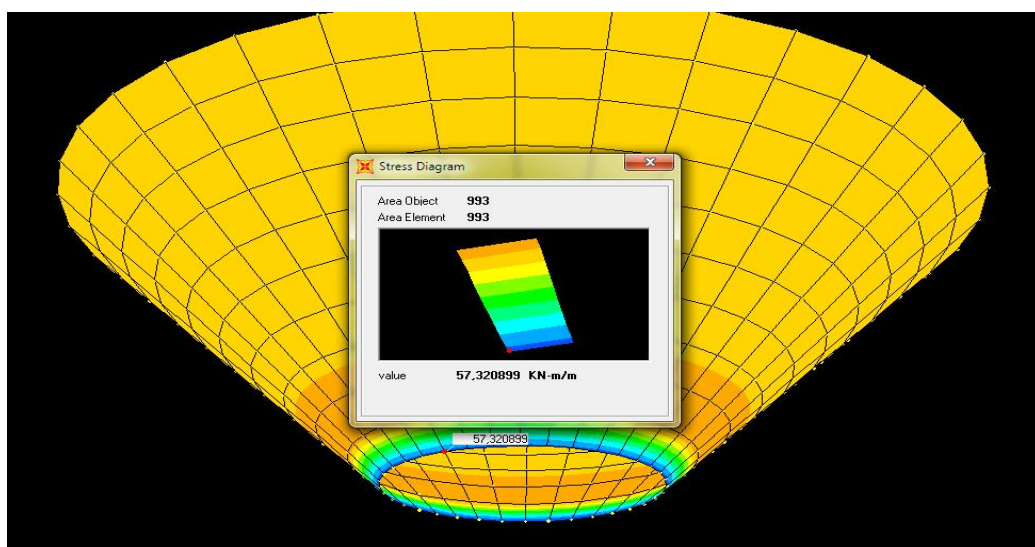
Les efforts de traction dans la cuve à ELU:**Figure 6-16** Cartographie des efforts de traction à de la cuve à ELU

Figure 6-17 Moments fléchissant de la cuve à ELU

La valeur du moment est $M = 57,32 \text{ Kn.m/m}$

Pour le ferrailage, nous allons adoptés le même ferrailage calculé précédement :

3.5.4. La coupole de fond :

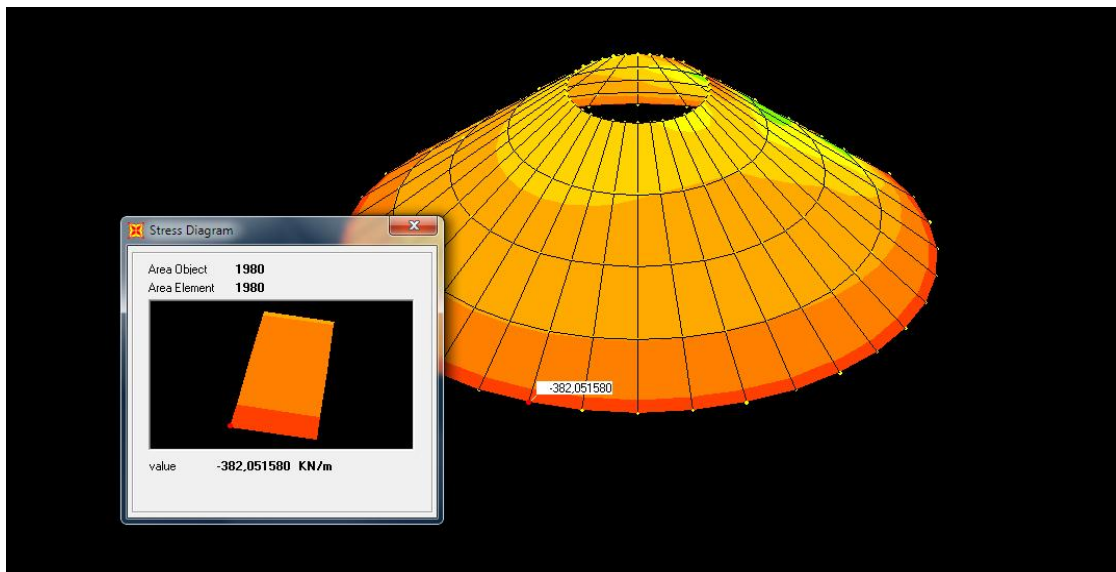
Caractéristique géométrique:

Diamètre:5.90m.

Flèche:0.65m.

Rayon de courbure:5.53m.

□ Les efforts internes dans la coupole de fond à ELU:

**Figure 6-18** Cartographie des efforts internes dans la coupole de fond ELU

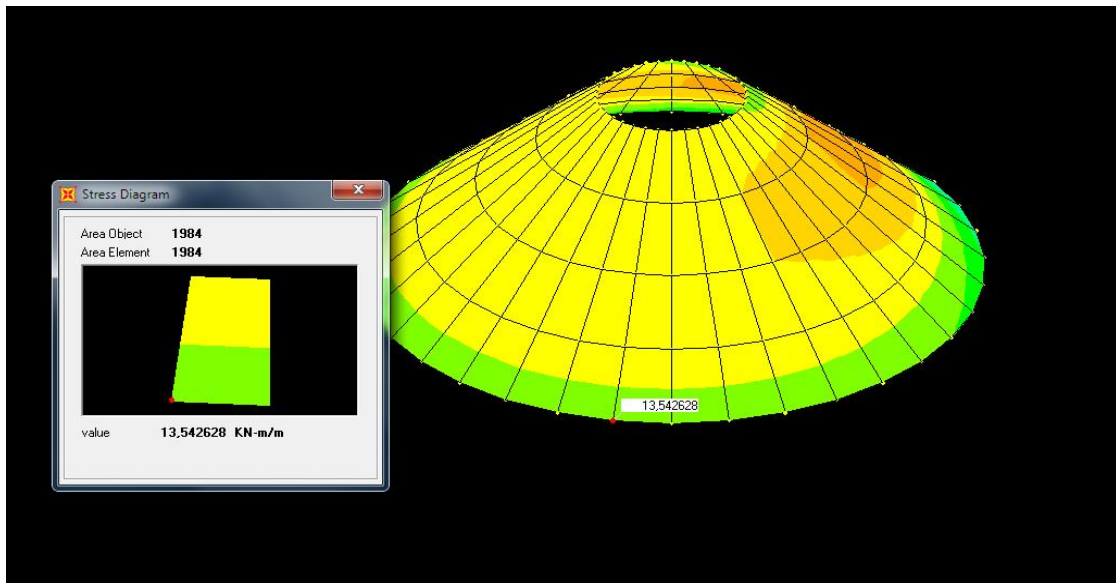


Figure 6-19 Cartographie des efforts internes dans la coupole de fond ELU

La valeur du moment est $M = 13,54 \text{ Kn.m/m}$

Pour le ferrailage, nous allons adoptés le même ferrailage calculé précédement.

3.5.5. La cheminée:

Caractéristique géométrique:

Hauteur:4.90m

L'épaisseur:20cm

Diamètre:1.60m

□ Les efforts internes à ELU:

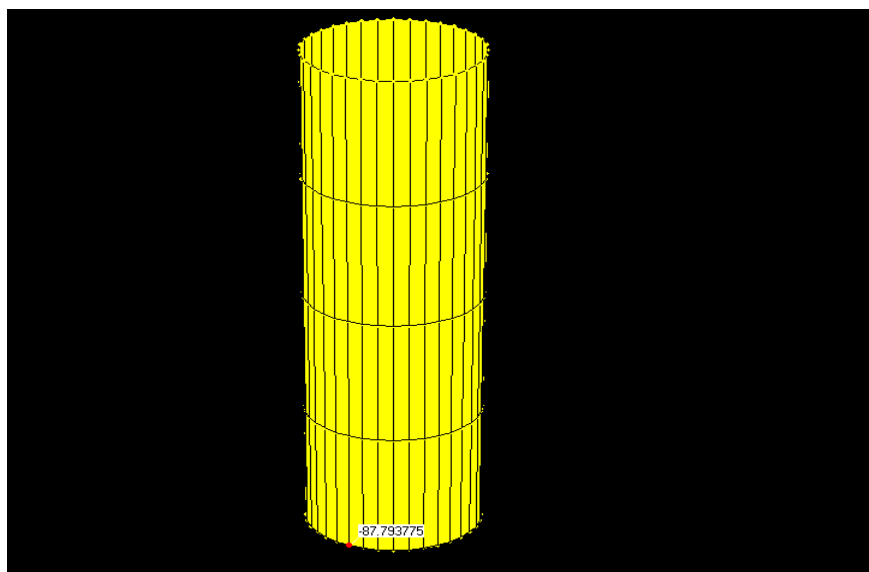


Figure 6-20 Cartographie des efforts internes de la cheminée ELU

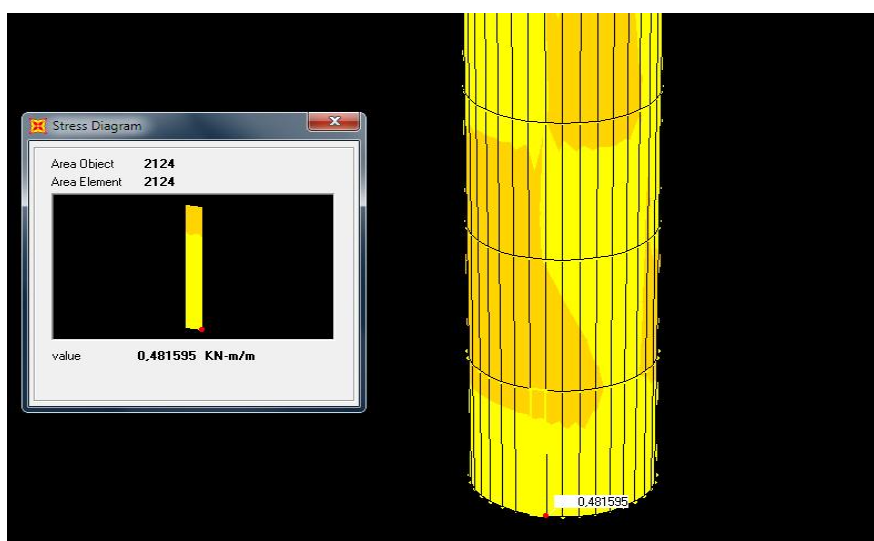


Figure 6-21 Cartographie du moment de la cheminée ELU

Nous concluons que le même ferrailage précédent.

3.5.6. Le fût:

La section du fût est un anneau circulaire. La tour est soumise à deux types de sollicitations:

- Sollicitations d'ensemble
- sollicitations locales

Sous les sollicitations d'ensemble, le fût est considéré comme une console encastrée dans le sol est soumis à:

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort normal (N)
- Un effort tranchant (T)

Les sollicitations locales sont dues eux moments d'ensoleillement qui provoquent des flexions locales

Caractéristiques géométriques:

- Hauteur: 21,8 m
- L'épaisseur: 30cm
- Diamètre intérieur : 5.30m
- Diamètre extérieur : 5.90m

Les efforts internes (N; T ; M)

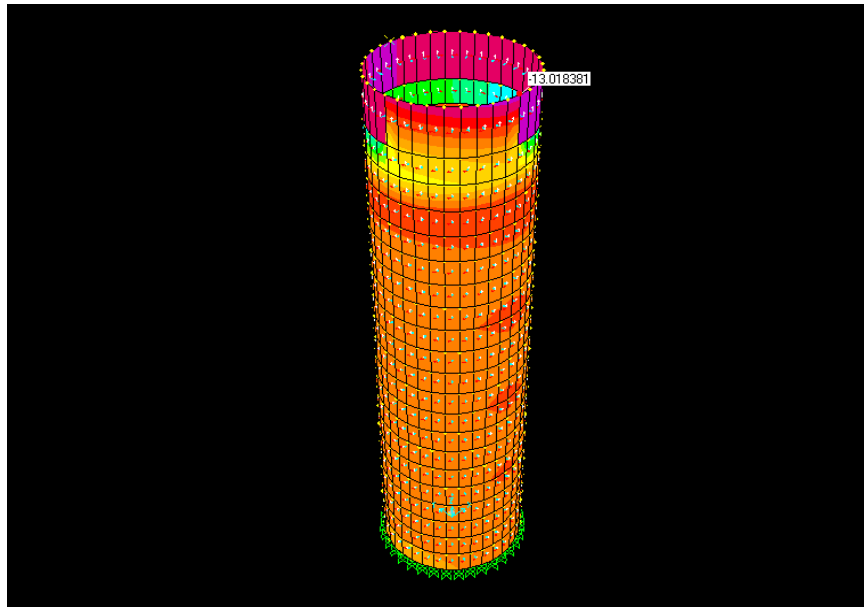


Figure 6-22 Cartographie des Moments fléchissant

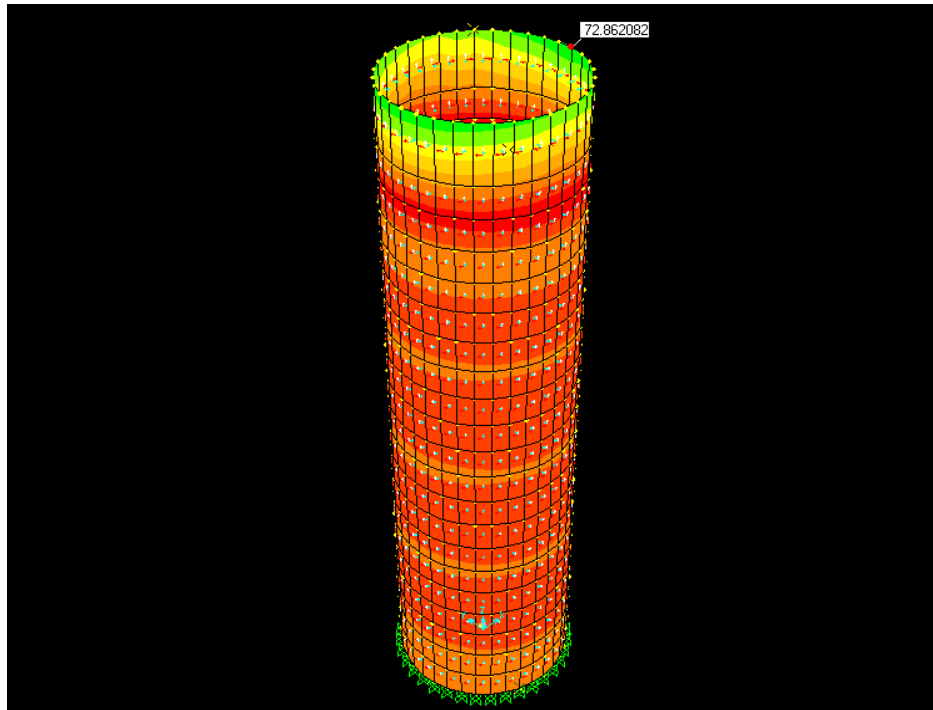


Figure 6-23 Cartographie des Efforts tranchants

□ **Ferrailage de fût**

□ **Ferrailage Longitudinal:**

La section d'acier est donnée par la formule suivante:

$$A_S \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{Nu}{\Delta} - \frac{Br * f_c}{0,9 \gamma_b} \right]$$

$$Br = [(D_{ext} - 0,02)^2 - (D_{int} - 0,02)^2] = 5,25 \text{ m}^2$$

$A_s \leq 0$ donc on prend la section minimal.

$$A_{min} = \max(4U ; 0,2B/100) \quad \text{avec } : U = 2 * 3,14 * 2,75 = 17,27 \text{ m}$$

$$A_{min} = \max \begin{cases} 4 * 17,27 = 69,08 \text{ cm}^2 \\ 2 * \frac{5,25}{100} = 105 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{min} = \max(4U; 0.2B/100) = (69.08 \text{ cm}^2, 105 \text{ cm}^2) = 105 \text{ cm}^2$$

On prend : 40HA20

Chapitre 7.

Analyse Statique Non-linéaire

1. Introduction

Ces dernières années, des séismes majeurs de différentes intensités ont frappé plusieurs pays et occasionné des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. Ces taux de dégâts ont encouragé les chercheurs dans le domaine de génie parasismique à chercher des solutions afin de réduire les conséquences de ce risque sismique, c'est pour cela plusieurs travaux ont été réalisés dans cet axe afin de comprendre réellement comment un séisme affecte une structure.

L'étude des bâtiments dans le domaine non linéaire est une façon efficace pour estimer sa performance, et son utilisation permet de mieux comprendre le comportement des structures face aux tremblements de terre.

Pour évaluer la performance sismique d'un bâtiment en béton armé, on doit faire une modélisation du comportement non linéaire de ce dernier par la méthode **pushover**, en traçant les courbes de capacité qui constituent une donnée fondamentale dans la détermination du degré d'endommagement face à un séisme.

2. Analyse statique non linéaire (PUSHOVER)

2.1. Définition

Analyse pushover ou « **PUSHOVER ANALYSIS** », est une procédure statique non linéaire simple et efficace qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voir figure 7.1) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

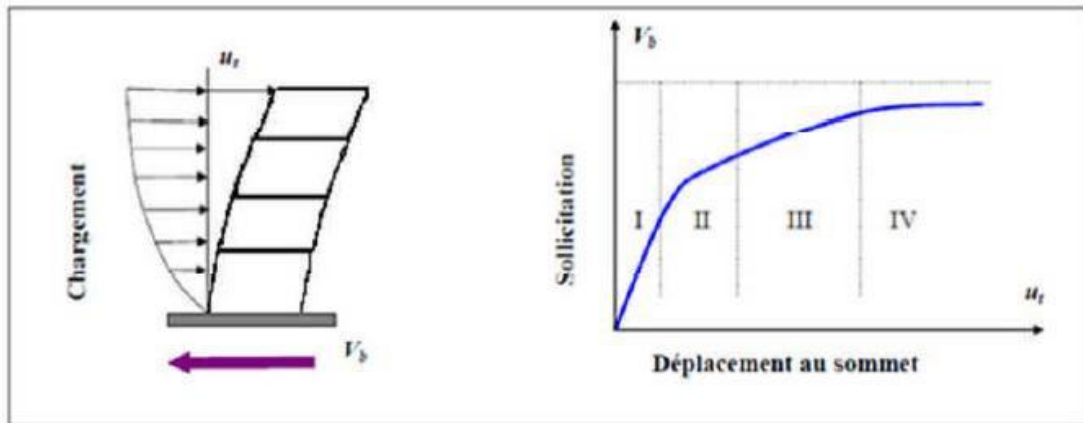


Figure 7.1. Signification physique de la courbe de capacité

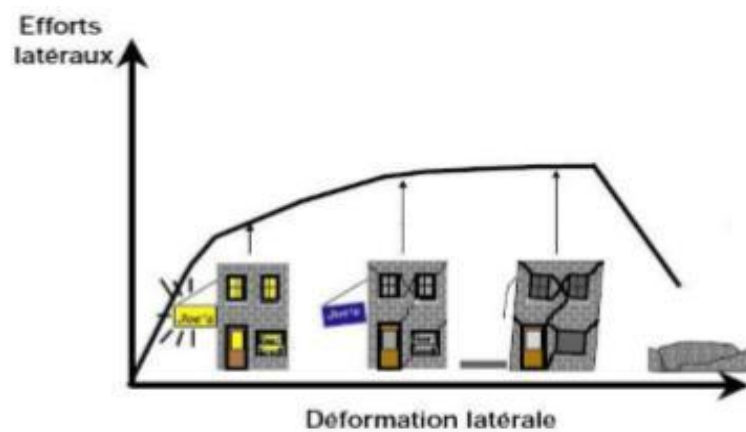


Figure 7.2. Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.

D'après cette courbe ; on constate que notre structure passe par quatre niveaux :

- **Niveau I** : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception habituel. Il indique par conséquent un état de non endommagement.
- **Niveau II** : correspond à un niveau de dommage contrôlé, la stabilité de la structure n'est pas en danger, mais un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- **Niveau III** : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.
- **Niveau IV** : effondrement totale de la structure.

2.2. But de l'analyse pushover

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- Estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie.
- Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles.
- Conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- Identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

2.3. Hypothèse d'élaboration de l'analyse « PUSHOVER »

L'analyse pushover se base sur une théorie qui se traduit à convertir la réponse de notre structure à un système à un seul degré de liberté, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode reste constante durant la durée du séisme, l'expérience a montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure [4].

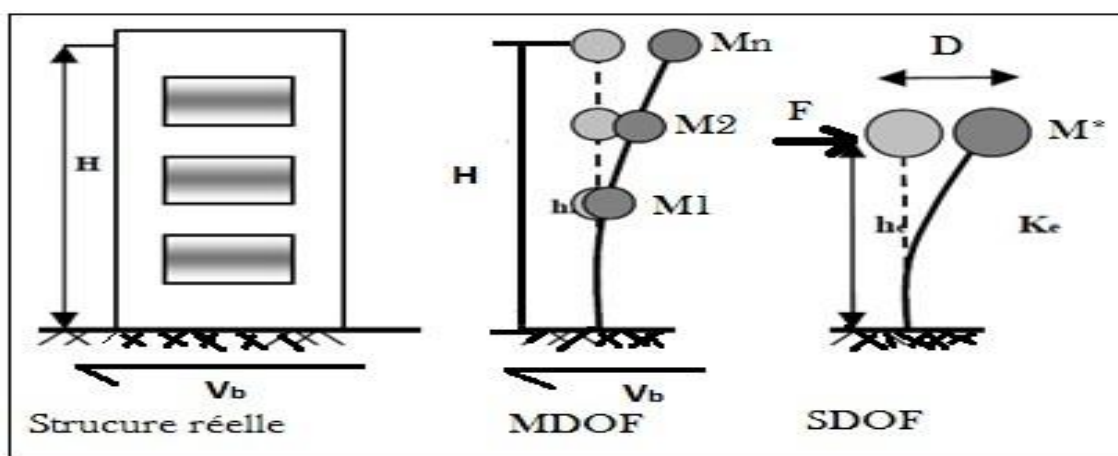


Figure 7.3. Le système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés .

2.3.1. Principe de la méthode

Le principe consiste à superposer dans un diagramme unique, en Accélération - Déplacement, le spectre de dimensionnement et la courbe de capacité de la structure afin de dégager le « point de fonctionnement ou de performance » de celle-ci.

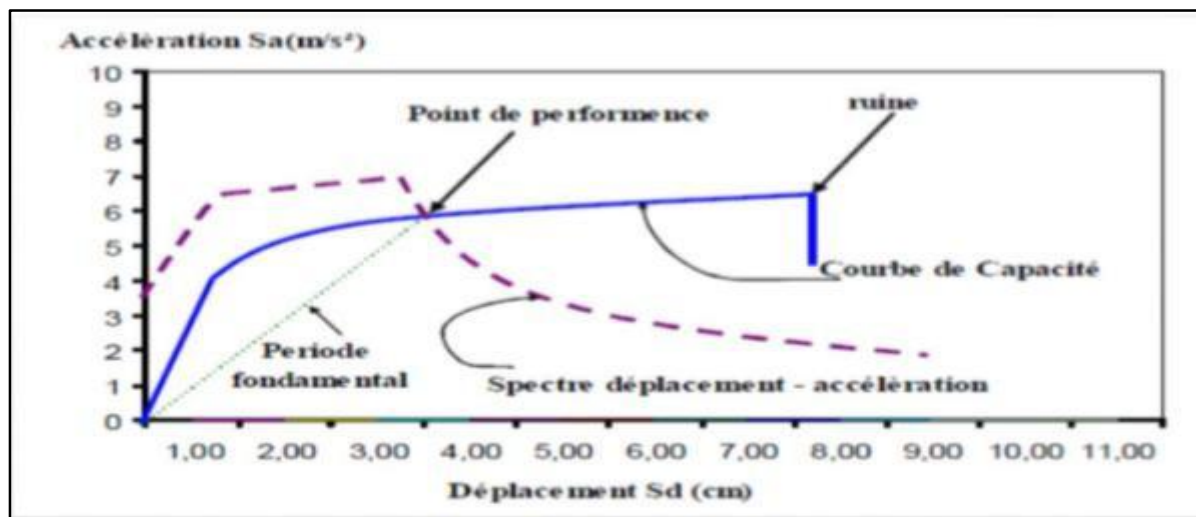


Figure 7.4. Courbe de capacité spectrale (ATC 40)

2.3.2. Analyse pushover avec SAP 2000

Pour faire l'analyse pushover, nous utilisons le logiciel "SAP2000", la courbe de capacité de la structure (V base-D sommet) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

- Etape 1 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.
- Etape 2 : Vérification et ferrailage de la structure.
- Etape 3 : Définition du comportement non linéaire des éléments.
- Etape 4 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Pushover).
- Etape 5 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité [6].

2.3.3. Les différents guides de l'analyse pushover

Il existe différents guides traitant cette méthode :

- FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency).
- FEMA 273, 1997 "Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings".
- FEMA 356, 2000 "Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation, of Buildings" [7].

- ATC 40 (Applied Technology Council). "California seismic safety commission".
- ATC 40, 1996 "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings" [8].
- EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, EN1998-1, "calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments" [9].

2.3.4. Courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement maximal de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase plastique non-linéaire qui commence au début de la formation des rotules plastiques et s'arrête à la chute de l'effort tranchant indiquant la rupture [4].

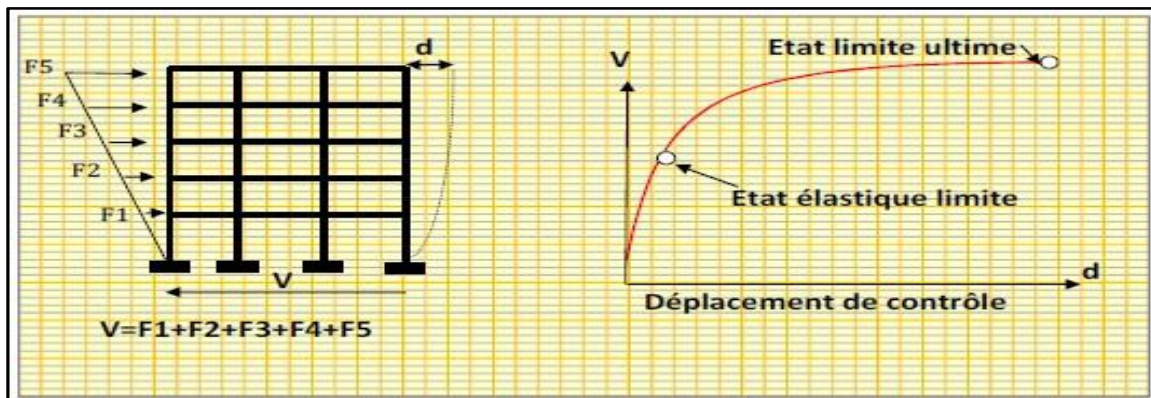


Figure 7.5. Courbe de capacité .

Cette courbe de capacité est transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à seul degré de liberté à son déplacement par l'intermédiaire des équations suivantes :

$$V = S_a * M \quad (8.1)$$

$$D = S_d * \Gamma \quad (8.2)$$

$$M = \Gamma * m^* \quad (8.3)$$

$$m^* = \sum m_i * \phi_i \quad (8.4)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i * \phi_i} \quad (8.5)$$

Avec :

S_a : Accélération spectrale système 1DDL.

M : Masse totale de la structure.

S_d : Déplacement spectrale système 1DDL.

Γ : Facteur de participation modale du mode fondamental.

Φ : Amplitude du mode fondamental (1^{er} mode) au niveau au sommet de la structure.

m_i : Masse par étage de la structure.

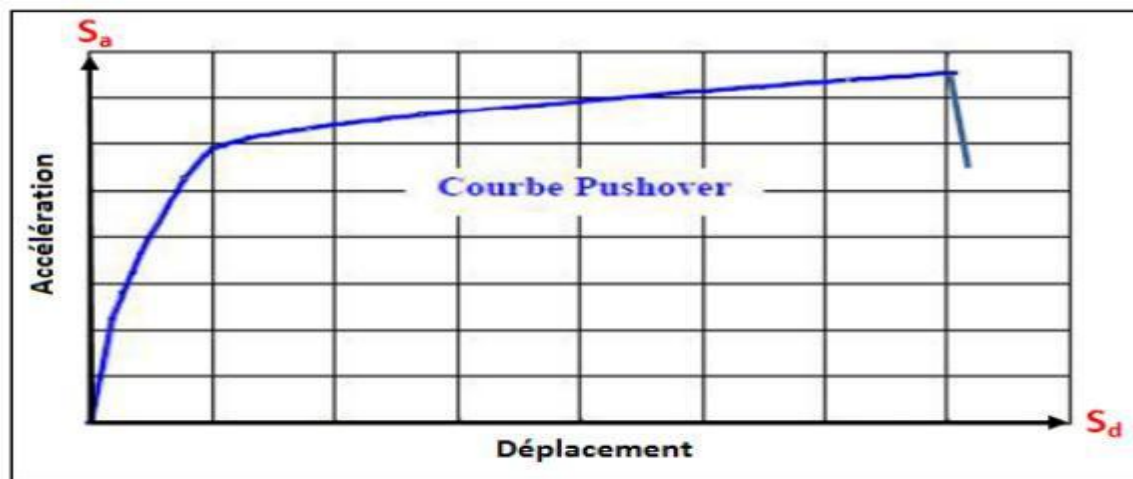


Figure 7.6. Courbe de capacité (S_a - S_d).

2.3.5. Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacement

On peut construire une représentation équivalente ou format ADRS (Accélération_ Déplacement Réponse Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan S_a - T_n , par les transformations des périodes en déplacements spectraux en utilisant la formule suivante:

$$S_{ae} = \omega^2 * S_{de} \implies S_{de} = (T^2 / (4\pi^2)) * S_{ae} \quad (8.6)$$

Où :

S_{ae} et S_{de} représentent simultanément les accélérations et les déplacements spectraux élastiques correspondants aux périodes T .

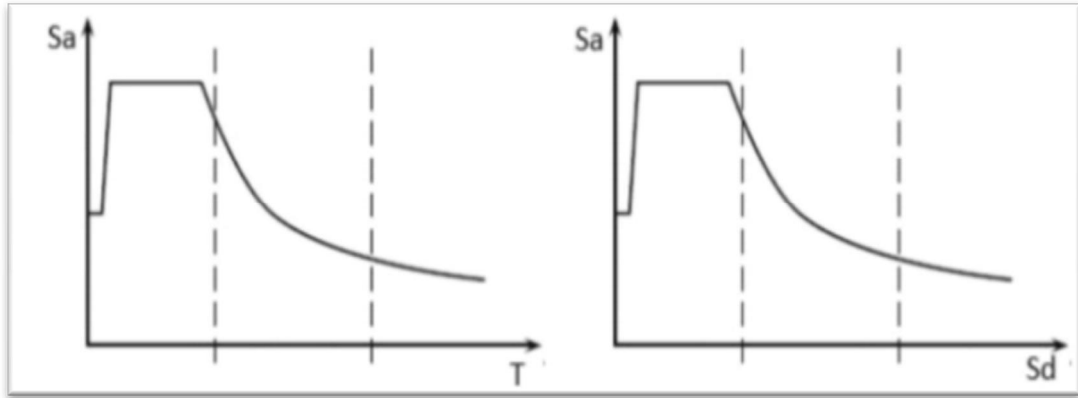


Figure 7.7. Transformation ADRS du spectre de réponse

2.3.6. Détermination du spectre inélastique (spectre réduit par approche en ductilité)

Le spectre de réponse inélastique ($S_a - S_d$) est obtenu à partir du spectre de réponse élastique en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (8.7)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \frac{\mu T^2}{4\pi^2} S_a \quad (8.8)$$

Avec :

μ : La ductilité, définie comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement élastique.

R_μ : Le facteur de ductilité.

2.3.7. Point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de la comparer à la charge d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise généralement des courbes « Spectre d'accélération S_a - Spectre de déplacement S_d », les axes de la courbe de capacité doivent être transformés pour la représenter dans le même repère avec le spectre.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'Eurocode 8, par exemple, permet de trouver un point de performance basé sur la règle des déplacements

égaux. Les normes américaines, en revanche, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas, il existe ce qu'on appelle un " point de performance" qui permet de prendre en compte plusieurs aspects de la réponse de la structure au séisme. En principe, ce point devrait correspondre au déplacement maximal qui serait obtenu par la méthode dynamique non linéaire temporelle.

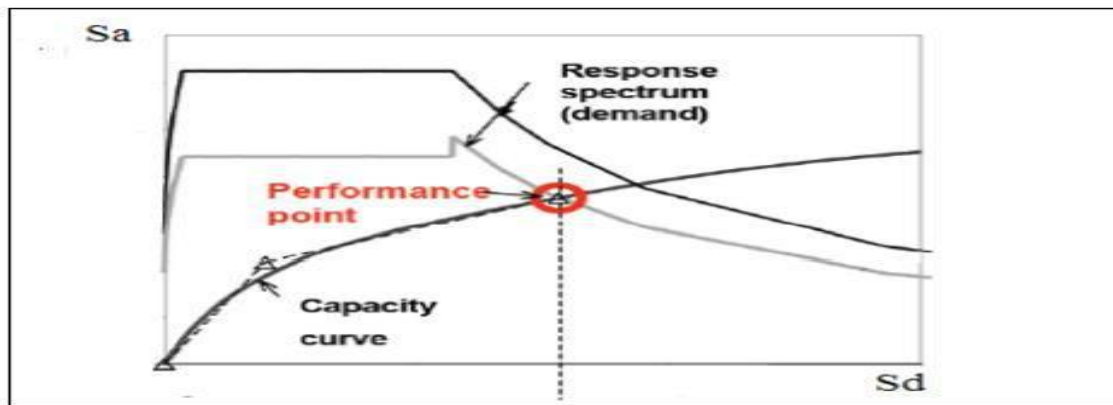


Figure 7.8. Point de performance.

2.3.8. Rotule plastique

Zones d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,..) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au-delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.



Figure 7.9. Endommagement d'un portique deux étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001.

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de push over. Pour définir les propriétés du joint à rotule par le concepteur, la procédure se fera par la détermination de la courbe moment – courbure.

2.3.9. Niveaux de dommages

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure 8.10.

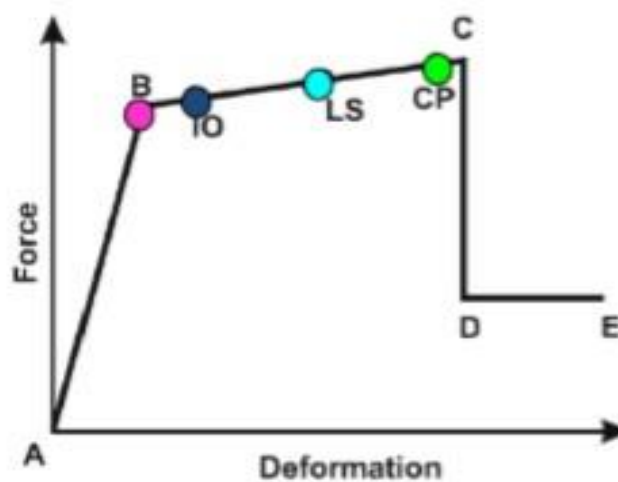


Figure 7.10. Courbe de déformation plastique.

- **Le point (A)** représente l'origine
- **Le point (B)** l'initiation de la plastification (formation de la rotule plastique).
- **Le point (C)** représente la capacité ultime pour l'analyse pushover.
- **Le point (D)** représente la résistance résiduelle pour l'analyse pushover.
- **Le point (E)** représente la rupture totale des éléments.

Selon le règlement FEMA 365, il y a trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section :

- **Le niveau IO (Immediate Occupancy)**

Les dommages sont relativement limités, la section conserve une grande partie de sa raideur initiale.

- **Le niveau LS (Life Safety)**

La section a subi des dommages importants qui pourraient entraîner des pertes importantes.

- **Le niveau CP (Collapse Prevention)**

La section a subi d'importantes déformations post-élastiques, au-delà de ce niveau, la section est susceptible de se rompre.

2.3.10. Idéalisations bilinéaires de la courbe de capacité

Afin de pouvoir exploiter une courbe PUSHOVER qui a un caractère non-linéaire, plusieurs codes (FEMA 356 – EC8 – ATC 40 - ...) recommandent une idéalisation de la courbe force – déplacement. Cette idéalisation consiste à transformer la courbe de capacité qui est en général caractérisée par sa forme non-linéaire en une courbe bilinéaire pour pouvoir distinguer la phase élastique de la phase plastique, donc pouvoir calculer la ductilité. Dans notre travail on a décidé de faire la bi-linéarisation de la courbe PUSHOVER suivant les recommandations du FEMA 356 [12].

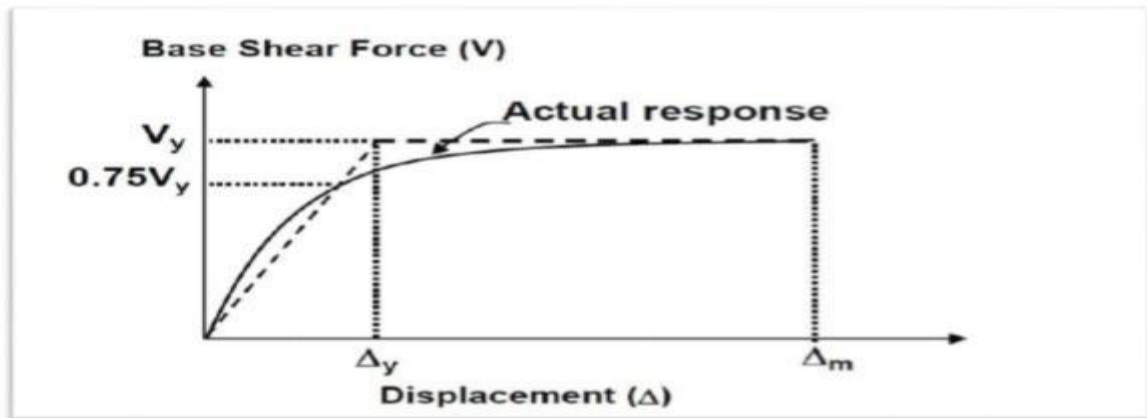


Figure 7.11. Idéalisé selon Pauly & Priestley.

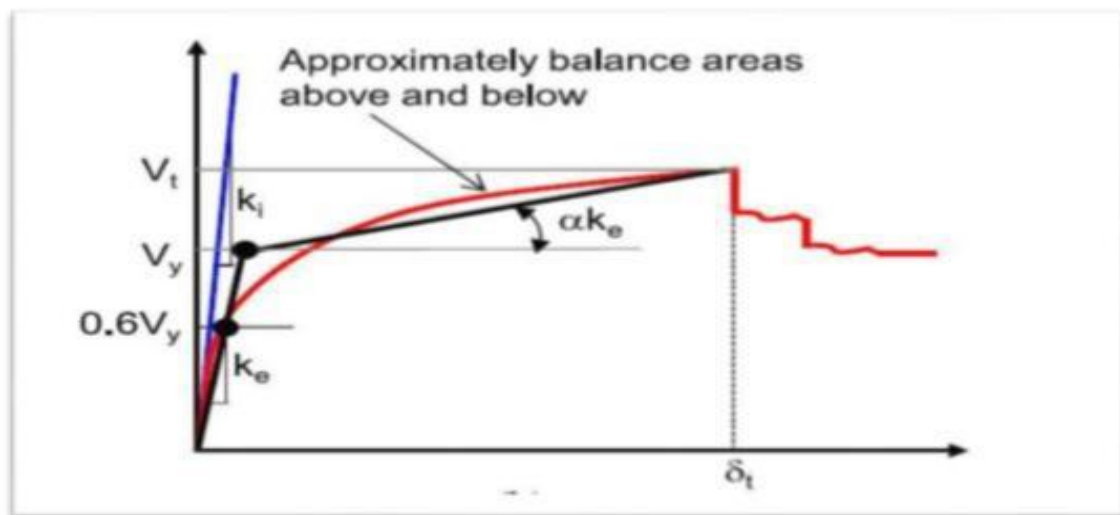


Figure 7.12. Idéalisé selon le FEMA -356.

Recommande que la relation force – déplacement doit être bilinéaire, avec une pente initiale élastique (K_e) et une pente post-élastique (α). Les segments de ligne de la courbe idéalisée doivent être fixés après un calcul graphique itératif de façon à ce que les surfaces au-dessus et au-dessous de la courbe réelle soient approximativement égales.

La rigidité latérale effective K_e doit être prise comme la rigidité sécante calculée à 60% de l'effort élastique effectif (V_y).

3. Application de l'analyse de « pushover » sur notre structure

3.1. Détermination de la courbe de capacité

3.1.1. Définition du comportement non linéaire des voiles

Le SAP 2000 permet d'introduire les rotules plastiques seulement aux éléments frames.

Pour les éléments de type Shell il fournit un élément non-linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire) qui permet de modéliser le comportement non-linéaire. Les étapes de modélisation sont les suivantes :

1. Définir l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire) (Figure 8.19).
2. Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage de voile calculé dans le chapitre précédent (Figure 8.20).
3. Définir les différentes couches avec leurs matériaux et comportement (Figure 8.21).

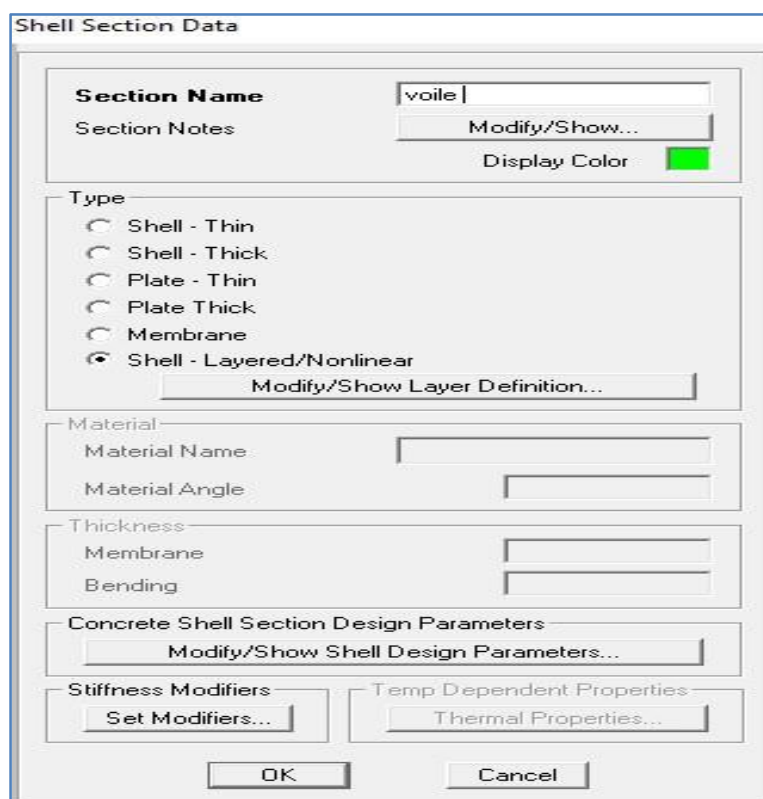


Figure 7.13. Introduction les non linéarité des voiles.

Par la suite cliquer sur Modify/Show Layer Définition → Quick start

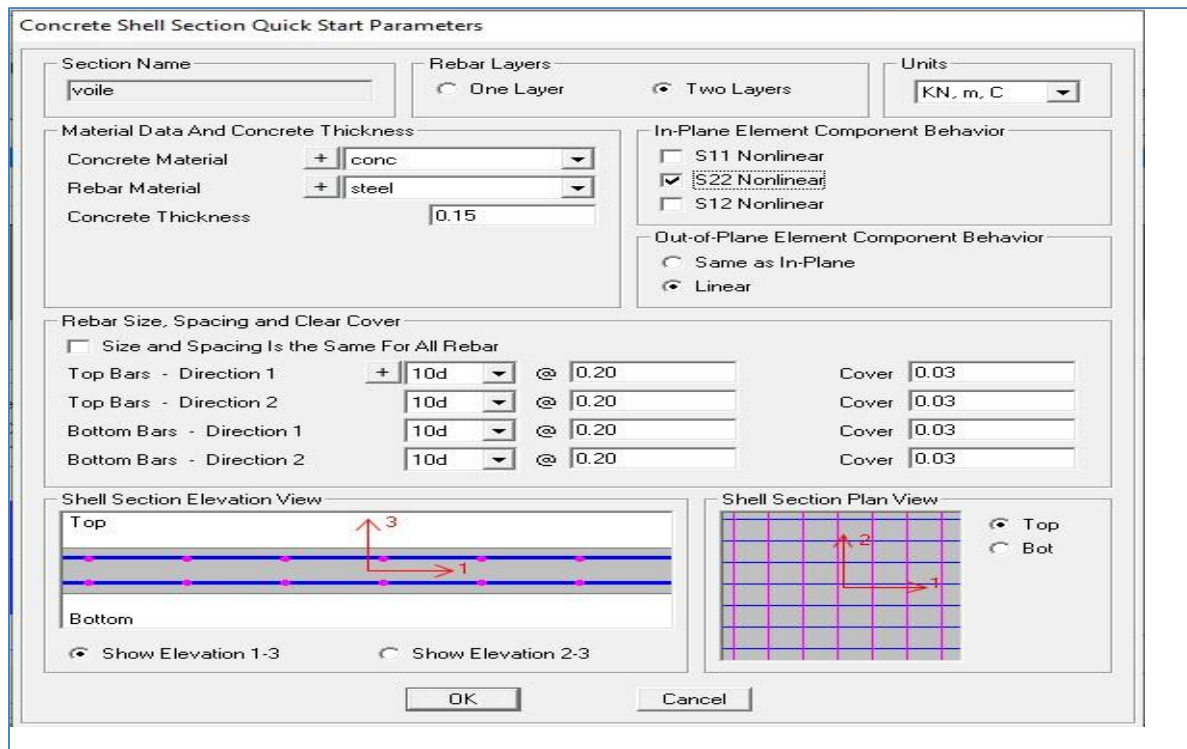


Figure 7.14. Introduction les donnés des voiles.

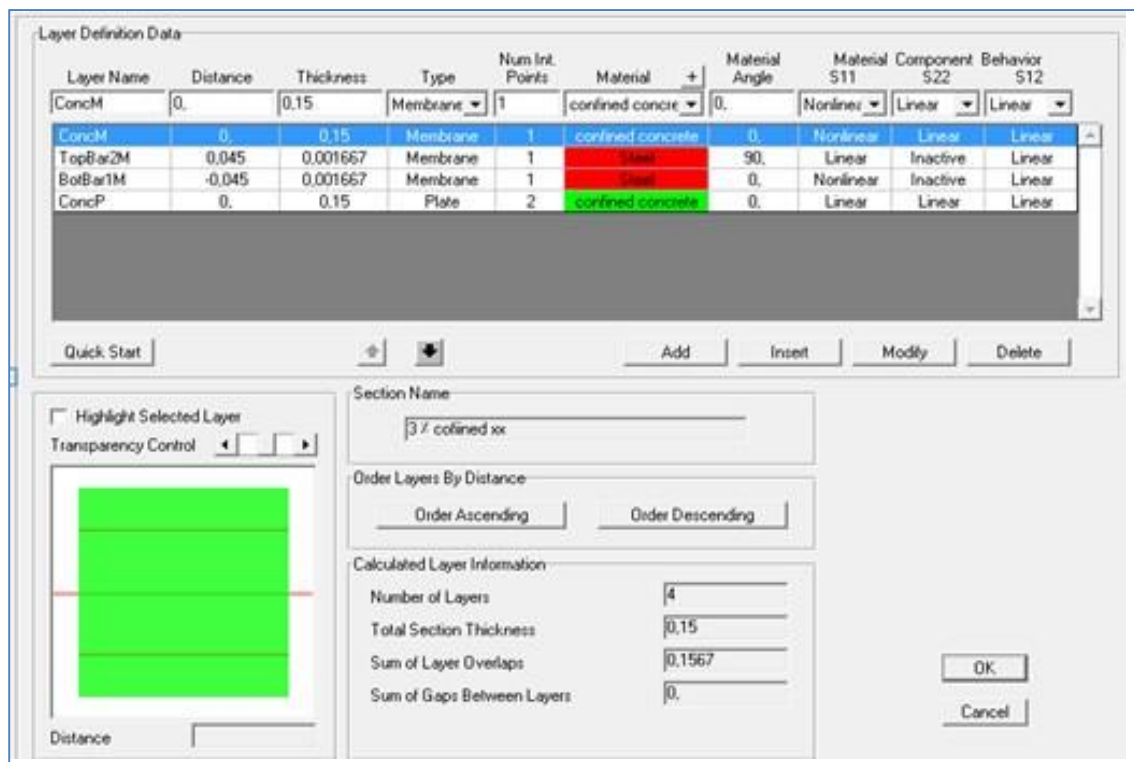


Figure 7.15. Introduction les donnés des voiles.

3.2. Définition du chargement de l'analyse pushover

Après la définition du comportement non-linéaire et l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des éléments, on passe à la définition du chargement de l'analyse pushover.

Pour notre étude, on adoptera une analyse en mode "Déplacement contrôlé" c'est-à-dire que la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

a) Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire.

Le chemin pour y accéder est :

Define → Load Cases → Dead (Modify/Show Load Case) → Static Nonlinear.

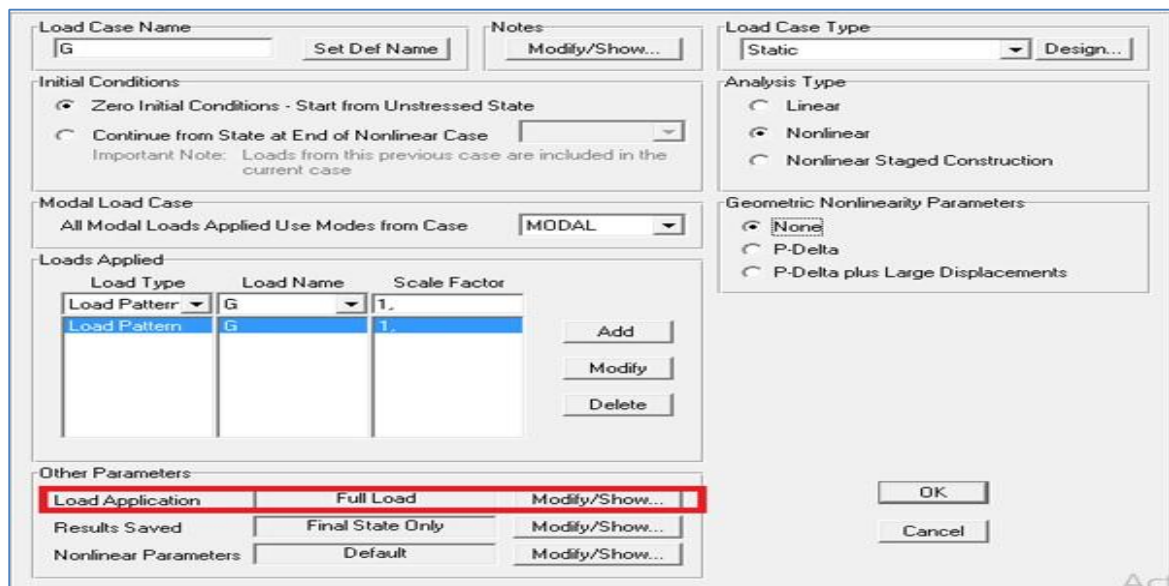


Figure 7.16. Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires

b) Définition de l'analyse sous charges horizontales

La prochaine étape consiste à définir l'analyse pushover sous charges horizontales.

Le chemin emprunté est le suivant :

Define → Load Cases → Add New Load Case → PUSH XX (Static Nonlinear: Sens Radial).

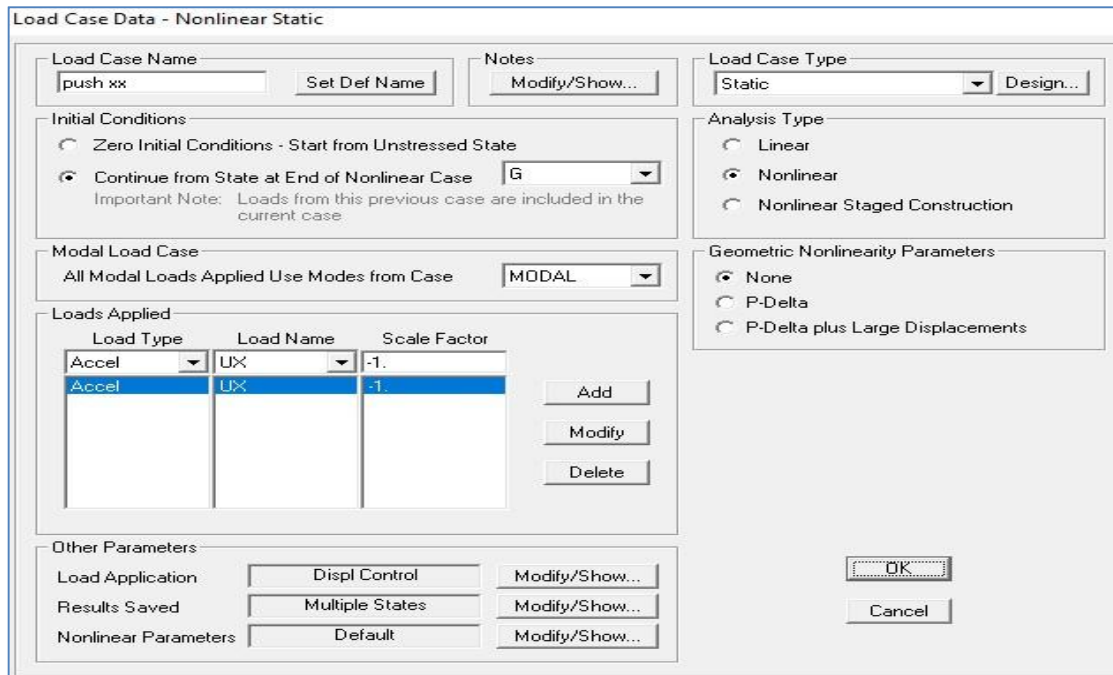


Figure 7.17 Définition du chargement de l'analyse pushover

La valeur de déplacement du point de contrôle est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage.

$$D_{cible} = h/25 = 31/25 = 1,24$$

Exécution de l'analyse : Analyze → RunAnalysis

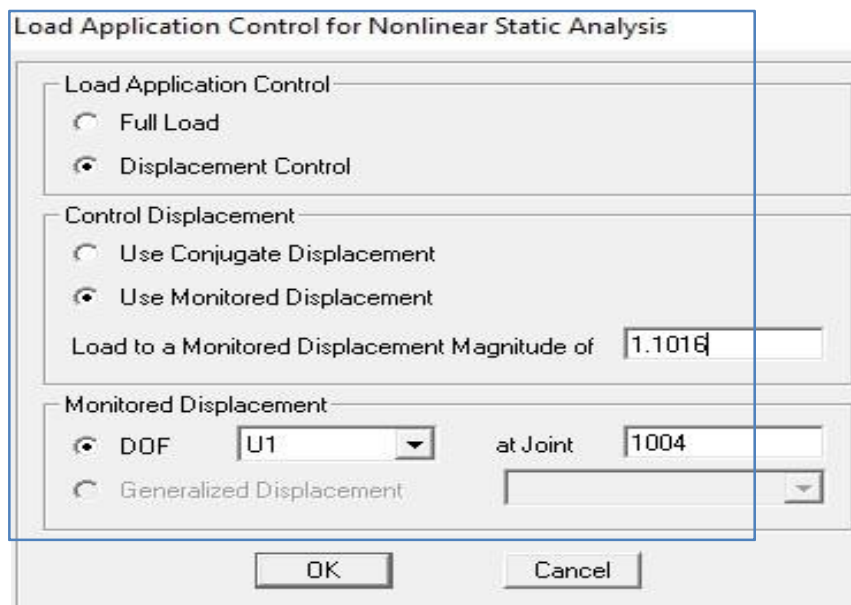


Figure 7.18. Détermination du nœud de contrôle.

3.3. Résultats de l'analyse pushover

Dans cette partie, on va exposer nos résultats issus de l'analyse pushover.

3.3.1. La courbe pushover de la structure

Le résultat principal de cette analyse est la courbe de capacité de la structure étudiée. Cette courbe est la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement calculé au sommet de la structure.

Pour visualiser la courbe de capacité : Display > Show Static Push Over Curve. Dans la case "Static Nonlinear Case" on choisit le type de chargement PUSH XX (dans le sens radial).

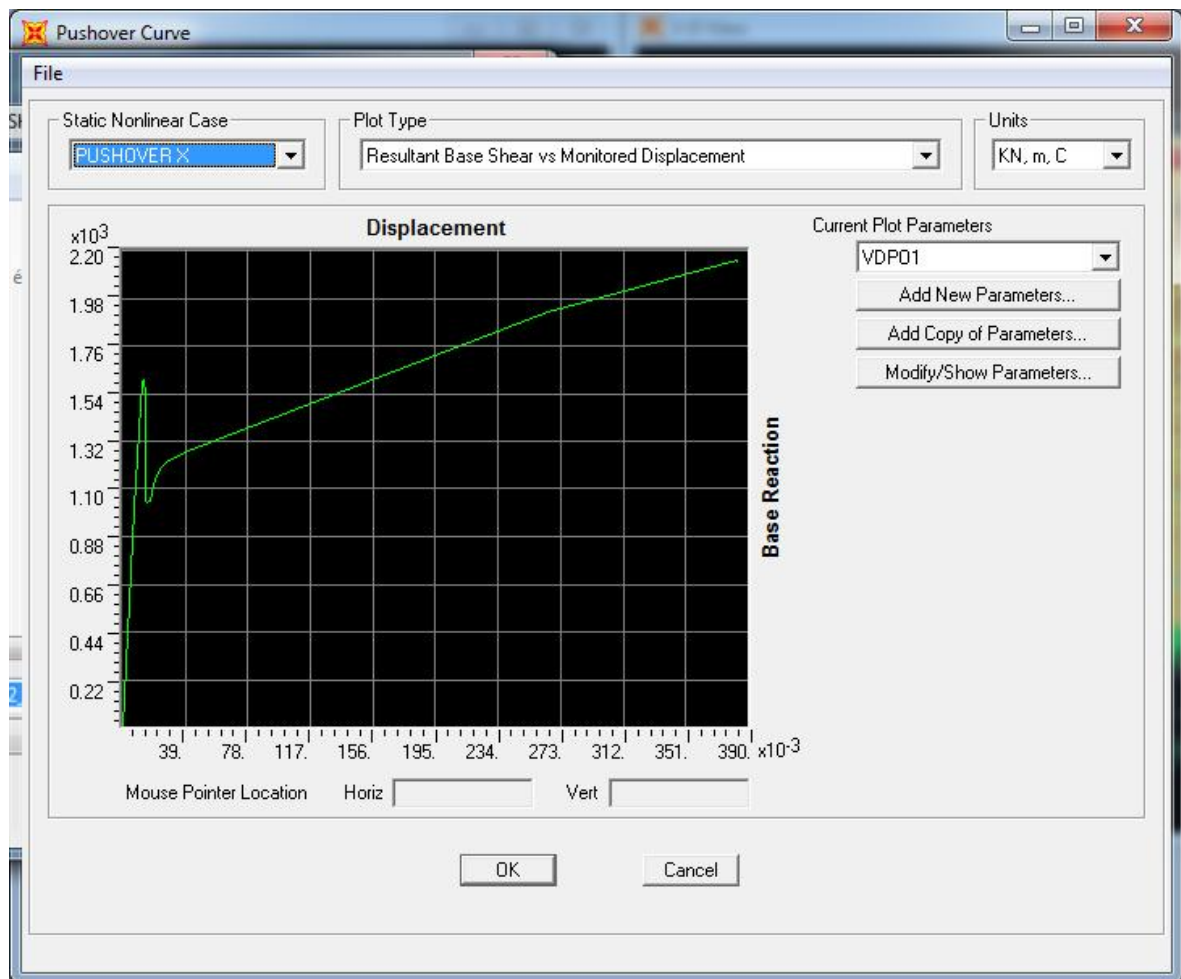


Figure 7.19. Courbes de capacité pushover dans le sens radial.

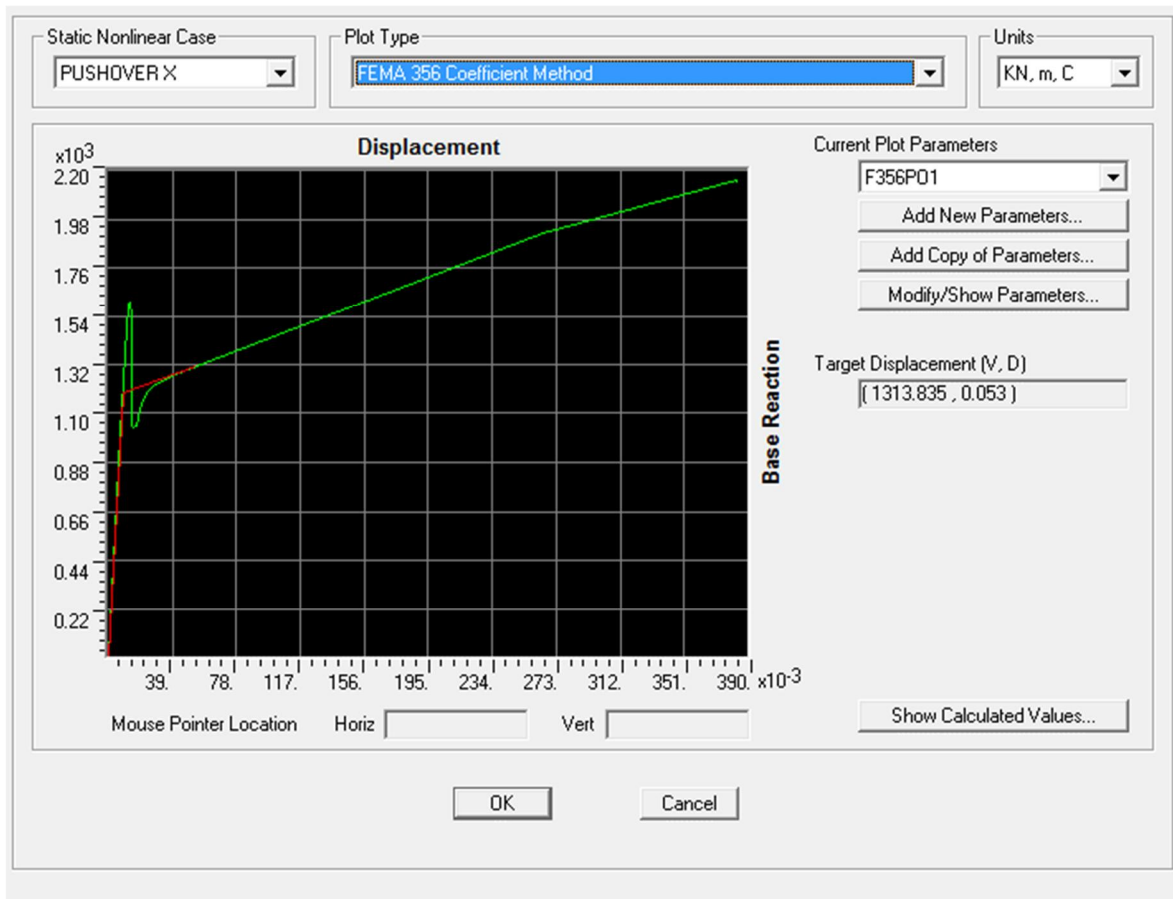


Figure 7.20. Courbe idéalisée de capacité pushover dans le sens radial.

3.3.2. Courbe de capacité spectrale

Le point de performance ($S_a - S_d$) du système à 1SSDDL équivalent à la structure est le point d'intersection de la courbe de capacité et le spectre réduit tracés dans le même repère. A partir de ce point on détermine le point de performance de la structure réelle (V : effort tranchant à la base - déplacement non linéaire de la structure D).

La figure 7.24 illustre l'intersection courbe de capacité et le chargement spectral. Les valeurs de performance sont données par cette figure.

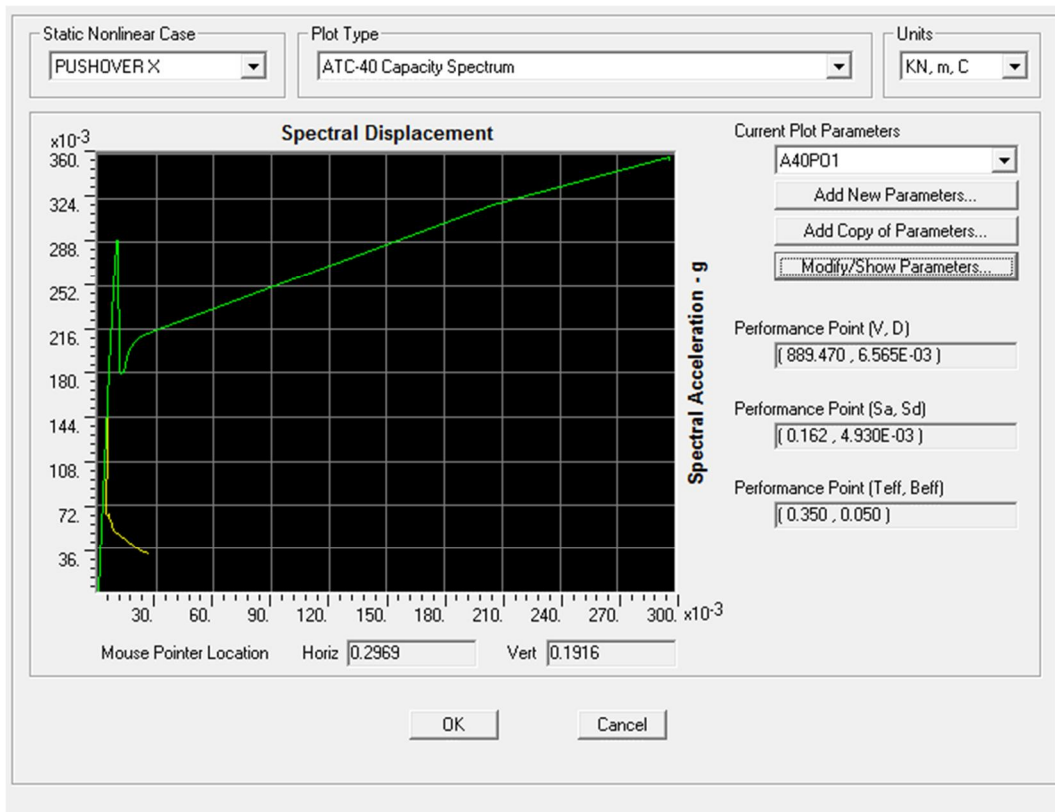


Figure 7.21. Combinaison de la courbe de capacité et le chargement spectral.

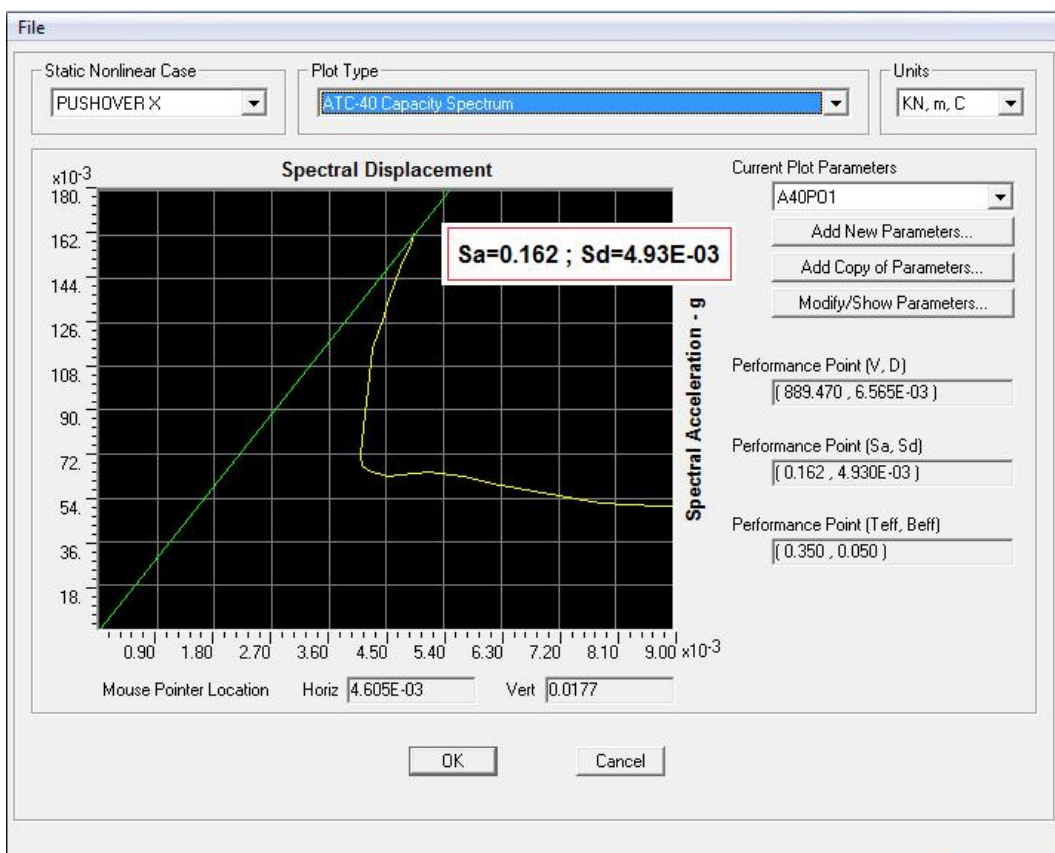


Figure 7.22 Détermination du point de performance dans le sens radial.

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure (Figure 8.27). ($V_{px} = 889,47 \text{ KN}$; $x = 0,006\text{m}$).

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFFphi
			m		m			
0	0.349931	0.050000	0.000000	0.000000	0.004930	0.162076	1.000000	1.000000
1	0.349931	0.050000	0.005572	0.183182	0.004930	0.162076	0.757737	1.331663
2	0.352343	0.053935	0.008360	0.271105	0.004882	0.158315	0.758698	1.331265
3	0.357864	0.065887	0.009063	0.284903	0.004732	0.148747	0.760874	1.330346
4	0.362403	0.075579	0.009417	0.288651	0.004635	0.142080	0.762619	1.329628
5	0.369126	0.090033	0.009774	0.288776	0.004518	0.133472	0.765029	1.328528
6	0.373401	0.099265	0.009953	0.287383	0.004455	0.128617	0.766526	1.327869
7	0.386984	0.129721	0.010319	0.277401	0.004285	0.115198	0.770823	1.325716
8	0.477935	0.308502	0.010762	0.189661	0.004087	0.072021	0.791090	1.314337
9	0.496686	0.337226	0.011128	0.181589	0.004114	0.067141	0.794217	1.312743
10	0.507950	0.346629	0.011493	0.179317	0.004199	0.065512	0.795445	1.311429
11	0.536917	0.347276	0.012925	0.180485	0.004505	0.062914	0.799790	1.309665
12	0.566684	0.303450	0.015787	0.197905	0.005168	0.064786	0.802581	1.307208
13	0.604761	0.296239	0.018662	0.205412	0.005706	0.062804	0.805717	1.304634
14	0.643107	0.297461	0.021532	0.209580	0.006164	0.059995	0.809082	1.303054
15	0.782846	0.311736	0.033039	0.217029	0.007865	0.051664	0.816821	1.298356
16	1.612890	0.271967	0.205552	0.318090	0.021715	0.033604	0.830994	1.291631
17	1.828300	0.264953	0.296515	0.357100	0.026270	0.031637	0.832739	1.291866
18	1.828334	0.264957	0.296525	0.357100	0.026271	0.031637	0.832740	1.291869
19	1.831761	0.266081	0.296677	0.355947	0.026236	0.031477	0.832735	1.291891
20	1.833631	0.266739	0.296697	0.355245	0.026171	0.031335	0.832744	1.291904
21	1.836131	0.267632	0.296697	0.354279	0.026083	0.031145	0.832754	1.291914
22	1.836130	0.267632	0.296697	0.354279	0.026083	0.031145	0.832754	1.291914
23	1.836132	0.267633	0.296697	0.354279	0.026083	0.031145	0.832754	1.291914
24	1.836179	0.267648	0.296699	0.354262	0.026081	0.031141	0.832754	1.291914
25	1.836146	0.267636	0.296699	0.354275	0.026082	0.031144	0.832754	1.291914
26	1.836157	0.267639	0.296700	0.354272	0.026082	0.031143	0.832754	1.291914

Tableau 7.1. Résultats globaux de l'analyse Pushover sous forme (sa-sd)

Les figures 7.26 et 7.27 démontrent que comportement dynamique de la structure reste dans domaine élastique. Ainsi, la structure de château d'eau peut être déclaré comme rigide.

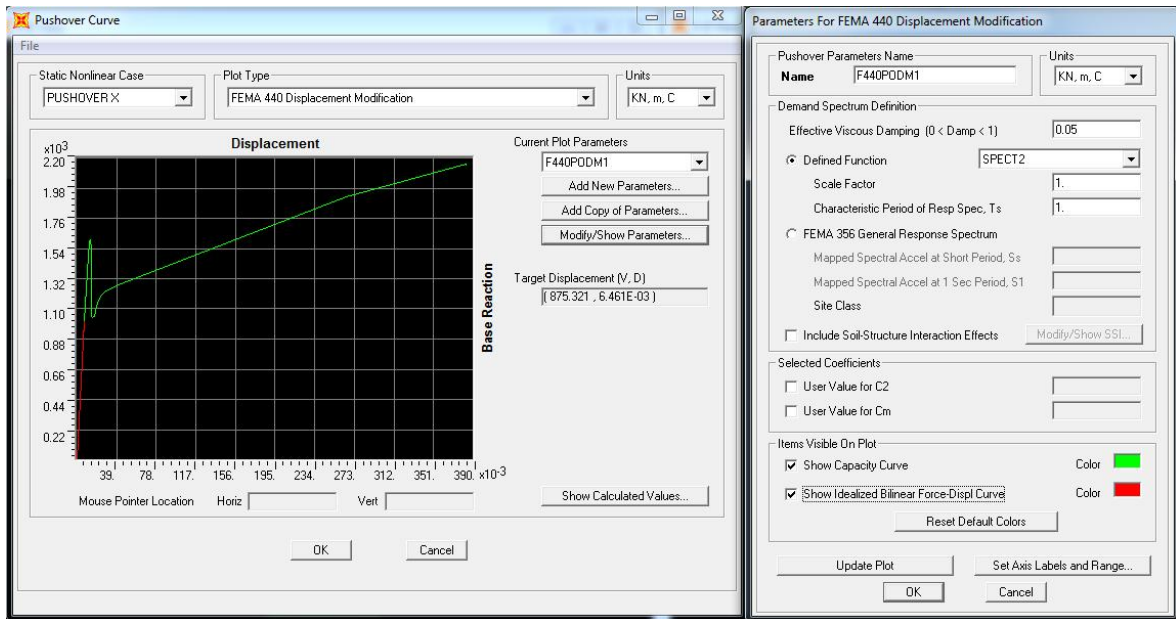


Figure 7.23. Combinaison de la courbe de capacité et courbe idéalisée force-déplacement

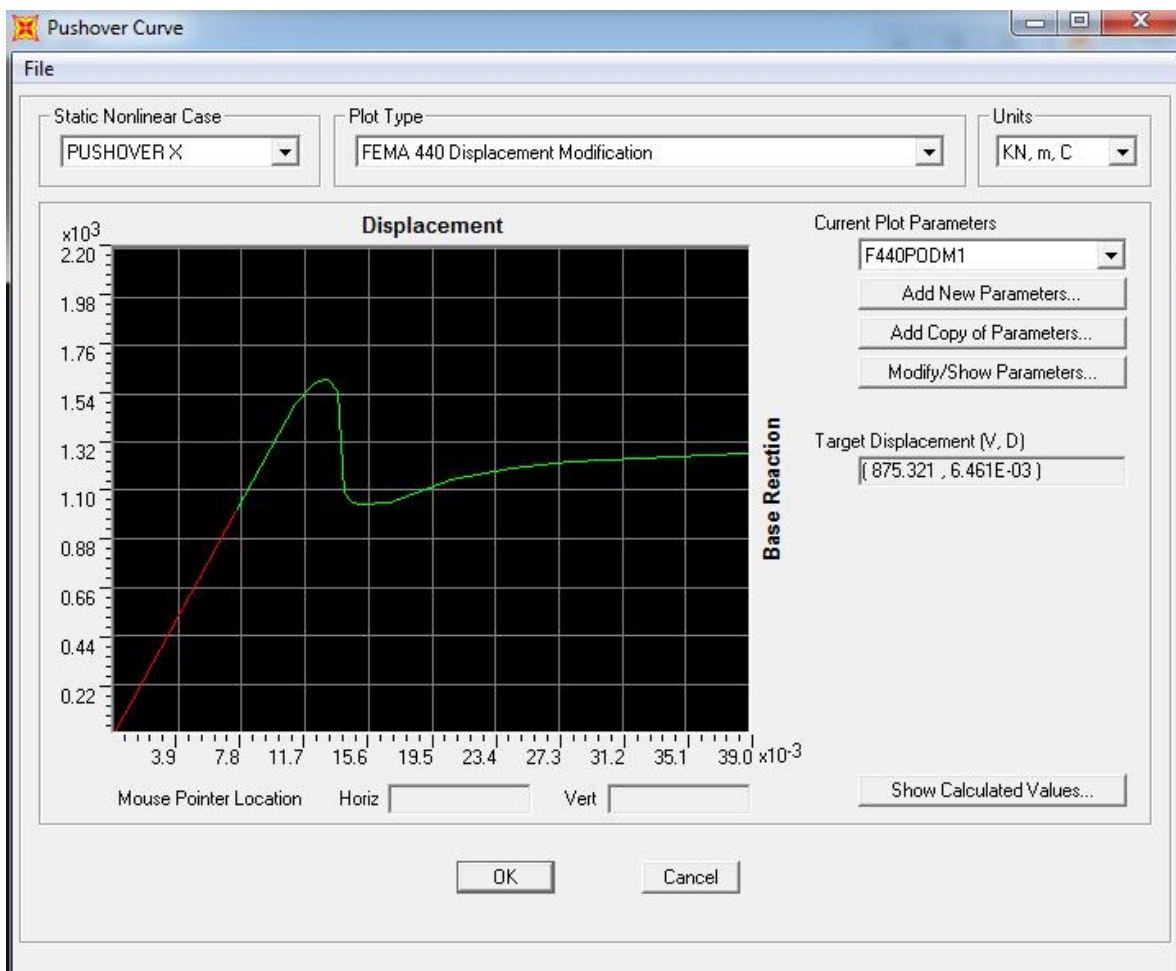


Figure 7.24. Combinaison de la courbe de capacité et courbe idéalisée force-déplacement

3.3.3. Le déplacement cible

Le déplacement cible peut être défini comme le déplacement attendu de la structure lors d'un séisme [13]. Le FEMA 356 exprime le déplacement cible comme suit :

$$\Delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (8.9)$$

Avec :

C_0 : Coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL. Ces valeurs sont regroupées dans le tableau ci-après

g : L'accélération de la pesanteur.

S_a : Sollicitation sismique, obtenue à partir du spectre de réponse.

Valeurs du coefficient C_0			
Nombre d'étage	Bâtiment de cisaillement		Autres bâtiments
	Chargement triangulaire	Chargement Uniform	Tout chargement
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
+10	1.3	1.2	1.5

Tableau 7.2. Valeurs du coefficient C_0

Il est à noter que pour les valeurs intermédiaires, l'interpolation est linéaire.

C_1 : coefficient modificateur pour lier le déplacement maximum inélastique et celui de la réponse élastique linéaire. Les valeurs de 1 sont données par les équations citées ci-dessous.

$$C_1 = 1 \quad \text{si } T_e \geq T_e \quad (8.10)$$

$$C_1 = 1 + (R-1) \frac{T_0}{T_e} \quad \text{si } T_e \geq T_e \quad (8.11)$$

Avec :

T_e : la période de vibration fondamentale effective de la structure. Elle est calculée par la formule suivante.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (8.12)$$

T_i : La période de vibration fondamentale de la structure.

K_i : La rigidité initiale de la structure.

K_e : La rigidité (pente) élastique de la structure.

T_0 : La période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse.

R : Un coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

C_2 : Coefficient modificateur pour tenir compte de la dégradation de rigidité et de la résistance au déplacement maximum. Les valeurs de C_2 sont regroupées dans le tableau suivant :

Valeurs du Coefficient C_2				
Niveau du performance structurale	$T < 0.1s$		$T > T_0$	
	Portique type 1	Portique type 2	Portique type 1	Portique type 2
Occupation immédiate	1.0	1.0	1.0	1.0
Sécurité des vies	1.3	1.0	1.1	1.0
Prévention contre la ruine	1.5	1.0	1.2	1.0

Tableau 7.3. Valeurs du coefficient C_1

Avec :

Portique type 1 : structures dont plus de 30% des efforts latéraux sont repris par une combinaison des systèmes suivantes portiques, contreventement, murs en maçonnerie, pierres.

Portiques type 2 : pour des valeurs de période qui sont intermédiaires les valeurs de 2 sont obtenues par une interpolation linéaire [4].

C_3 : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique. Pour les structures ayant une post-élasticité positive, il est pris égal à 1. Pour celles qui ont une pente négative, ils seront calculés selon la formule suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha / (R - 1)^{2/3}}{T_e} \tag{8.13}$$

• Sens radial :

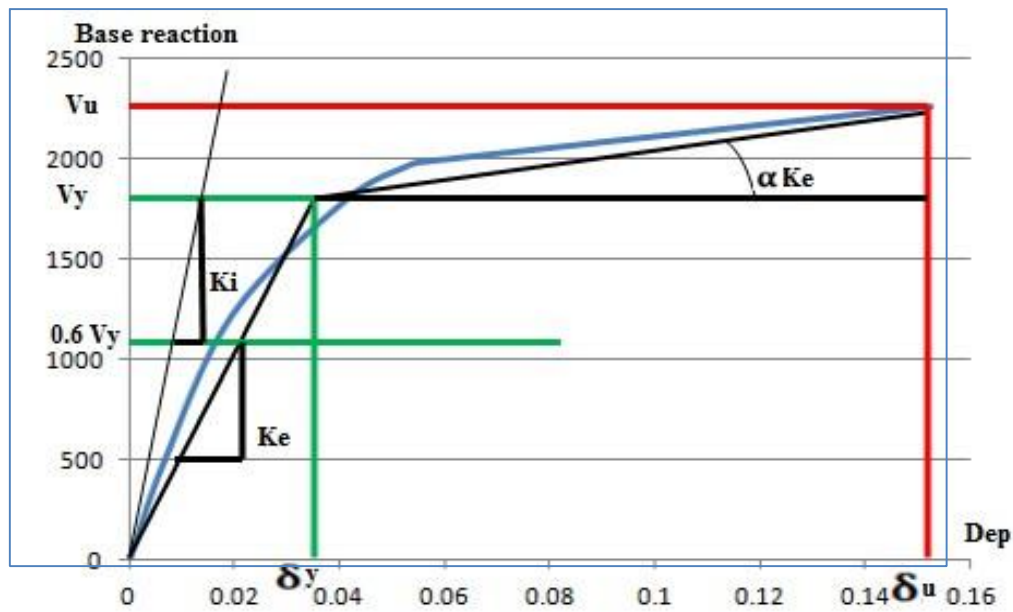


Figure 7.25. Idéalisé selon le FEMA - 356 pour push xx (sens radial).

Cette courbe bilinéaire simplifiée en noir, qui est montrée sur la figure (8.30), est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

Sa ?

D'après le chapitre IV :

$$\begin{cases} T = 0,44s \\ T1 = 0,15s \\ T2 = 0,30s \\ Q = 1,25 \\ A = 0,10 \\ \eta = 0,764 \\ R = 2 \end{cases}$$

$$T_2 = 0.30 \text{ s} \leq T = 0.44 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s} \text{ donc : } Sa/g = 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times (Q) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$Sa/g = 0.23 \text{ m/s}^2$$

C0 ?

Dans notre cas on a un chateau d'eau de 31 m d'hauteur avec un chargement uniforme donc on prend : $C_0 = 1.5$

C1 ?

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (8.15)$$

On prend $T_0 = \min(T_1, T_2) = 0.15 \text{ s}$

Nous avons : $T_e = 0.42 \text{ s} > T_0 = 0.15 \text{ s}$ alors : $C_1 = 1$

C2 ?

$T = 0.44 \text{ s} > T_0 = 0.15$ (sécurité des vies \Rightarrow portique type 1) alors : $C_2 = 1.10$

C3 ?

Nous avons un post-élastique positif alors : $C_3 = 1$

$$\Delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 Sa \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1.5 * 1 * 1.1 * 1 * 0.23 \frac{0.44^2}{4\pi^2} * 9.81$$

$$\rightarrow \Delta t = 1.82 \text{ cm}$$

4. Ductilité

La ductilité est par définition, la capacité d'un matériau, un élément ou une structure à se déformer dans le domaine plastique sans rupture. La ductilité d'une structure est liée, principalement, au système de contreventement. Le RPA99 V2003 lie la valeur du coefficient de comportement R au système de contreventement.

Cette dernière est mesurée par le rapport de la déformation ultime δ atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale δ_e . Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation noté μ_ε .

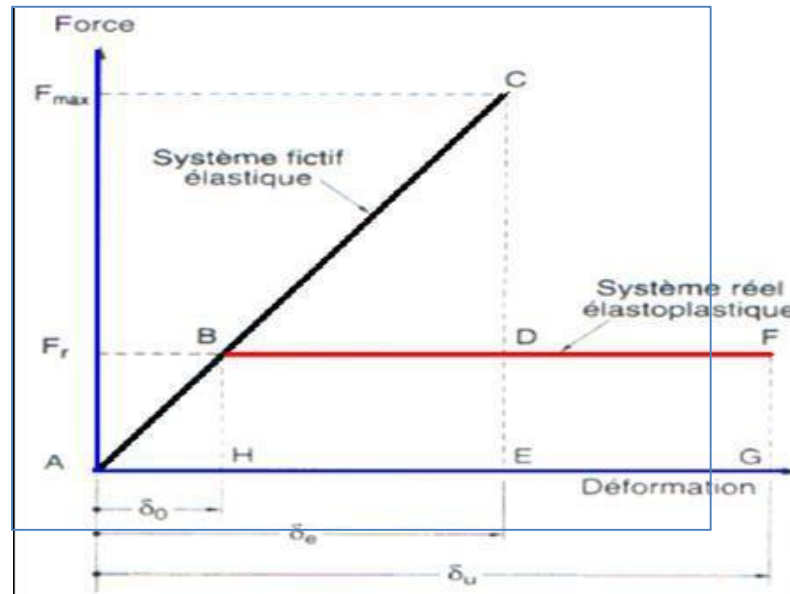


Figure 7.26. Ductilité en déformations.

5. Conclusion

A travers ce chapitre, la méthode pushover est appliquée afin de mener une analyse statique non-linéaire. Elle se traduit par une poussée progressive appliquée à la structure du château d'eau. Cette exécution permet d'évaluer la performance sismique de la structure à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme. On a utilisé le SAP2000 pour la détermination de la courbe de capacité où toutes les étapes ont été illustrées.

La détermination du point de performance par cette méthode est très utile car elle donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure, cette dernière est une méthode d'analyse non linéaire simple et efficace.

Suite aux résultats de cette analyse statique non-linéaire, il est avéré que l'intervalle de travail de la structure du château d'eau reste dans tous les cas de chargement élastique.

En effet, la structure est tellement rigide, où le comportement élastique reste prépondérant.

Chapitre 8

Etude de l'Infrastructure

1. Introduction

Le rôle des fondations est de transmettre au sol les charges et les surcharges dues à la superstructure, ainsi que d'assurer une stabilité suffisante à l'ouvrage lorsqu'il est sollicité par des efforts extérieurs. Donc, la fondation est un élément essentiel de l'ouvrage.

- **Choix du type de fondation:**

Le choix de la fondation est effectué en fonction de:

- La forme géométrique de la structure,
- L'importance des charges transmises à la fondation,
- La nature et la capacité portante du sol,
- La simplicité et la rapidité de son exécution.

Le radier permet une répartition et une transmission homogène des charges.

Donc, on choisira un radier présentant un axe de révolution, pour garder les mêmes axes d'inertie

2. Dimensionnement du radier

2.1. Calcul de la hauteur du radier

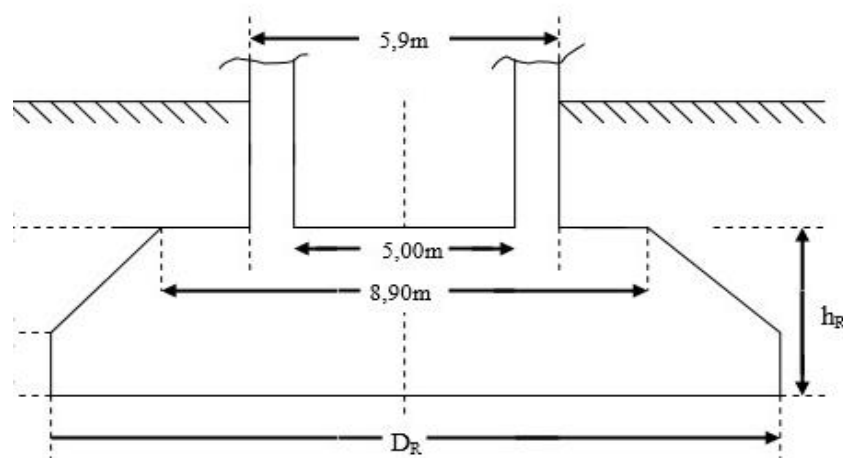


Figure 2-1 Dimensions du radier

- **Justification vis-à-vis du poinçonnement:**

La hauteur du radier sera déterminée à partir de la condition de non poinçonnement donnée par le **BAEL 91**

$$Hr > \frac{\gamma b * NU}{0,045 U_C f_{c28}} \text{ (condition de non poinçonnement)}$$

Avec:

Uc: Diamètre de contour au niveau du feuillet moyen. On l'appelle aussi le contour diffusé.

Qu: poids de la structure à L'ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$G: \text{ poids de réservoir à vide } \Rightarrow G = 951,4t$$

$$Q: \text{ poids de l'eau } \Rightarrow Q = 500 t$$

$$Q_u = 1.35 * 951,40 + 1.5 * 500$$

$$D'où: Q_u = 2034,390t$$

$$U_c = \pi * \left(\frac{hr}{2} + 2 * r_{\text{moy}} + \frac{hr}{2} \right) = \pi * (2 * r_{\text{moy}} + hr)$$

$$U_c = 3,14 \times (5,60 + hr) = 17,58 + 3,14 hr$$

$$D_{\text{moy}} = \frac{D_{\text{ext}} + D_{\text{int}}}{2} = \frac{5,90 + 5,30}{2} = 5,60 \text{ m}$$

$$Hr \geq \frac{3 * 2034,39 * 10^{-2}}{0,045 * 3,14 * (5,60 + hr) * 28} = 2,02m$$

On prend $hr = 2,10 \text{ m}$

2.2. Calcul du diamètre de radier

Le diamètre du radier se calcul de façon à éviter le soulèvement de la fondation qui est dû à la présence d'une contrainte de traction dans le sol

$$\sigma_{\min} = \left(\frac{N}{A} - \frac{Mr}{W} \right) \geq 0$$

A: surface du radier

$$A = \frac{\pi}{4} * Dr^2$$

W: module de flexion

$$W = \frac{I}{V} \quad \left\{ \quad I = \frac{\pi Dr^2}{64} \right.$$

$$V = \frac{Dr}{2}$$

$$N = N_u + N_r + N_t$$

Nu: Effort normal transmis à la base de fût

$$N_u = Q_u = 2034,39 \text{ t}$$

Nr: poids propre du radier + poids de la partie du fût enterré

$$N_r = \left(\frac{\pi}{4} * Dr^2 * 1,5 + \frac{\pi(D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * 1,3 \right) \gamma_b$$

$$N_r = \left(\frac{3,14}{4} * Dr^2 * 1,5 + \frac{3,14(5,9^2 - 5,3^2)}{4} * 1,3 \right) 3$$

$$N_r = 3.53Dr^2 + 20.57 \text{ avec: } \gamma_b = 3 \text{ t/m}^3$$

Nt = poids des terres.

$$N_t = \left(\frac{\pi(Dr^2 - D_{ext}^2)}{4} * 1,3 \right) \gamma_t$$

$$N_t = \left(\frac{3,14(Dr^2 - 5,9^2)}{4} * 1,3 \right) 1,8$$

$$N_t = 1.84Dr^2 - 63,94 \text{ avec: } \gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$N = 2034,39 + 3.53Dr^2 + 20.57 + 1.84Dr^2 - 63,94$$

$$N = 5.37 Dr^2 + 1991,02$$

$$M = M_0 + T_0 \cdot h_T$$

M_0, T_0 sollicitation dues à l'effet hydrodynamique (cuve pleine)

$$h_T = h_r + h_{\text{fût enterré}} = 2,10 + 1,30 = 3,40 \text{ m}$$

$$M(0) = 2090,97 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$T(0) = 271,19 \text{ t}$$

$$M = 3013,016 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- **Condition de non soulèvement:**

$$\sigma_2 = \frac{N}{\pi D r^2} - \frac{M}{\pi D r^2} \geq 0$$

$$\Rightarrow N \cdot D r \geq 8 \cdot M$$

On aura:

$$(5,37 D r^2 + 1991,02) D r \geq 8 \times 3013,016$$

$$D r^3 + 370,767 D r - 4488,664 \geq 0$$

$$D r \geq 9,66 \text{ m}$$

On prend: **$D r = 13 \text{ m}$**

$$N = 2528,02 \text{ t}$$

- **Distribution des contraintes dans le sol:**

$$L' \text{ excentricité} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3013,016}{2528,02} = 1,19 < D r / 8 = 1,62$$

$D r / 8$: le rayon central du radier.

Le sol sous la fondation est entièrement comprimé, donc le diagramme des contraintes est trapézoïdal, il n'y aura pas de soulèvement

$$M_u = 3013,016 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$N_u = 2528,02 \text{ t}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$\text{Avec: } A = \frac{\pi}{4} * D_r^2 \quad \text{et} \quad W = \frac{\pi}{4} * D_r^3$$

$$A = 132,66 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad W = 1724,64 \text{ m}^3$$

$$\sigma_1 = 0,20 \text{ MPa} , \quad \sigma_2 = 0,17 \text{ MPa}$$

On vérifie que:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{\text{adm}} = 0,19 \text{ MPa} < 0,25 \text{ MPa}$$

Conclusion:

Donc le diamètre $D_r = 13 \text{ m}$ est retenu

2.3. Vérification de la stabilité de l'ouvrage:

- **Vérification au renversement:**

On doit vérifier que: $M_{st}/MR \geq F$

M_{st} : moment stabilisant.

MR : moment de renversement.

F : coefficient de sécurité. ($F=2$)

- **Calcul du moment renversant:**

Le moment renversant est donné par : $MR = MU + MS$

$$MU = 3013,016 \text{ t.m}$$

MS : le moment d'enseillement, dû à l'action dissymétrique de l'enseillement qui agit au niveau de la base du fût. $MS = G \times Cs$

G: poids total de l'ouvrage (G=1451,40t)

$$C_s = F_s * \left(\frac{Z}{Z}\right)^2$$

F_s: Flèche au sommet de l'ouvrage

$$F_s = Z * (\theta_s / 2) \text{ avec } : \theta_s = \frac{\mu * T * Z}{D_e}$$

θ_s: Angle de rotation de la structure due à l'ensoleillement.

μ: Module de dilatation linéaire du béton (μ= 10⁻⁵)

T: Différence de température de la paroi exposée au soleil et la paroi abritée (T=30°).

D_e: Diamètre extérieur du fût (D_e= 5,9m).

Z: Hauteur totale de l'ouvrage à partir de l'encastrement (Z= 31.27 m).

z: Position du centre de gravité comptée à partir de l'encastrement (25.54m)

$$\theta_s = 1.59 \cdot 10^{-3}; F_s = 0.024 ; C_s = 0.016$$

$$M_s = G \times C_s = 1451,40 \times 0.016 = 23,22 \text{ t.ml}$$

$$M_r = 3013,016 + 23,22 = \mathbf{3036,23 \text{ t.ml}}$$

- **Calcul du moment stabilisant:**

$$M_{st} = N_u * \left(\frac{D}{2} - e\right)$$

$$e = M_r / N_u = \frac{3036,23}{2528,02} = 1.20\text{m}$$

$$M_{st} = 13398,50 \text{ t.m}$$

$$M_{st} / M_r = \frac{13398,50}{3036,23} = 4,41 > 2 \text{ L'ouvrage est stable au renversement}$$

- **Vérification au glissement :**

Condition de stabilité au glissement= $FH/FV < f$

FH: force horizontale.

FV: force verticale.

f: coefficient de frottement (béton-terre, $f=0.4$)

$FH = T_o = 271.19$ t (effort transmis à la structure dû au séisme).

$FV = N_u = 2528,02$ t.

$FH/FV = \frac{271.19}{2528,02} = 0.10 < 0.4$ La stabilité de l'ouvrage au glissement est vérifiée

Donc: l'ouvrage est stable

2.4. Ferrailage de la fondation:

2.4.1. Détermination de la charge appliquée sur le radier(P) :

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire. G: le poids propre de la structure. $G = 951,40$ t.

Q: la surcharge d'exploitation (poids d'eau) $Q = 500$ t.

ELU: $P_u = 1.35G + 1.5Q = 2034,39$ t

ELS: $P_s = G + Q = 1451,40$ t

La surface du radier : $S = \pi \cdot r^2 = 132,665$ m²

- **La sous-pression(réaction du sol) :**

ELU: $\sigma_u = \frac{P_u}{s} = \frac{2034,39}{132,665} = 15,33$ t/m²

ELS: $\sigma_s = \frac{P_s}{s} = \frac{1451,40}{132,665} = 10,94$ t/m²

- La pression par mètre linéaire:

$$\text{ELU: } P1_u = \frac{Pu}{2 \pi r_0} = \frac{2034,39}{2 \pi 2,95} = 109,81 \text{ t/ml}$$

$$\text{ELS: } P1_{ser} = \frac{Ps}{2 \pi r_0} = \frac{1451,40}{2 \pi 2,95} = 78,34 \text{ t/ml}$$

- Calcul des efforts dans le radier:

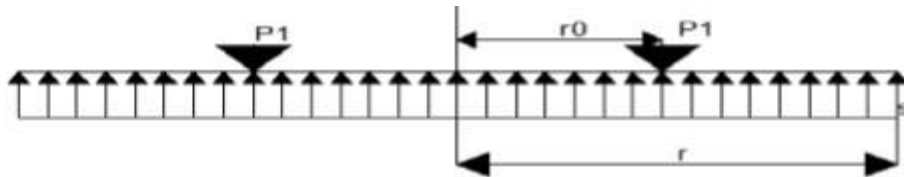


Figure 2-2 Schéma statique

1^{er} cas: appliquons la formule de Timoshenko:

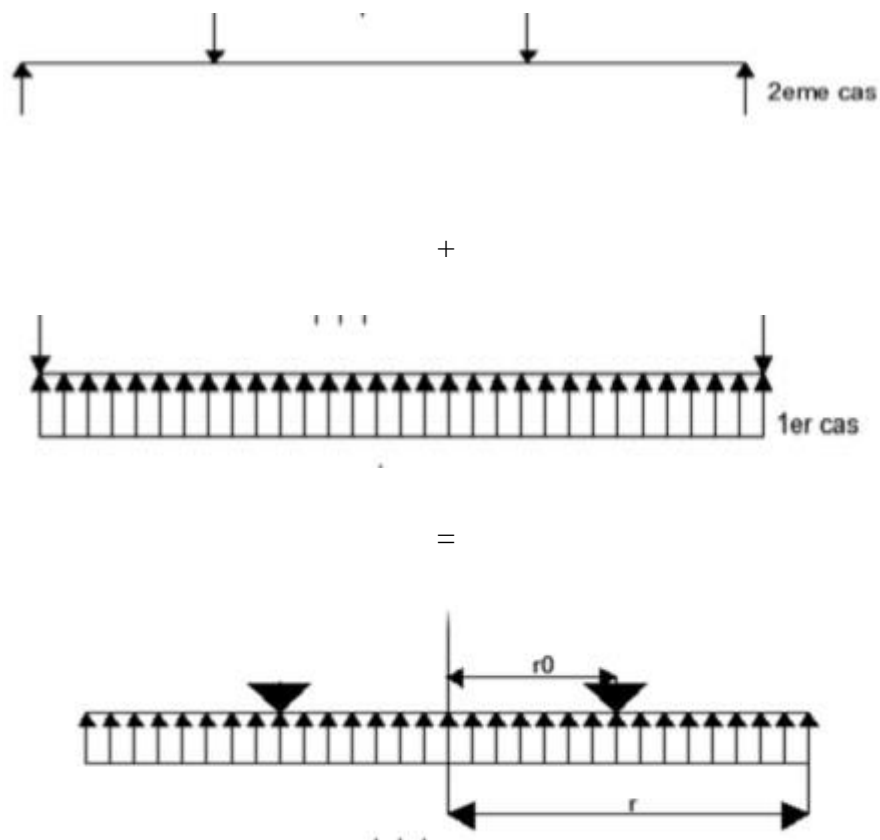


Figure 2-3 Schéma statique de la superposition

$$\text{Moment radial: } M_r = -\frac{\sigma}{16} (3+v)(r^2-x^2)$$

$$\text{Moment tangentiel : } \bar{M}_\varphi = -\frac{\sigma}{16} ((3+v)*r^2 - (1+3v)*x^2)$$

Avec:

σ : la sous pression.

v : le coefficient de poisson

$$V = 0 \text{ ELU}$$

$$V = 0,2 \text{ ELS}$$

$$\text{ELU: } M_r = 2,87x^2 - 121,44 \quad M_\varphi = 0,95x^2 - 121,44$$

$$\text{ELS: } M_r = 2,18x^2 - 92,44 \quad M_\varphi = 1,09x^2 - 92,44$$

Tableau 2-1 Tableau récapitulatif des moments fléchissant

X	ELU(t.m)		ELS(t.m)	
	Mr	M φ	Mr	M φ
0	-121,44	-121,44	-92,44	-92,44
2,95	-96,463	-113,17	-73,46	-82,95
6,5	0	-81,30	0	-46,38

2ème Cas :

La formule de Timoshenko pour ce 2ème cas est la suivante:

Pour: $0 \leq x \leq r_0$

$$M_r = M_\varphi = \frac{\sigma}{4} \left((1-v) \left(\frac{r^2 - r_0^2}{2} \right) - r^2(1+v) \log\left(\frac{r_0}{r}\right) \right)$$

$$\text{ELU: } M_r = M_\varphi = \frac{15,33}{4} \left((1-0) \left(\frac{6,5^2 - 2,95^2}{2} \right) - 6,5^2(1+0) \log\left(\frac{2,95}{6,5}\right) \right) = 119,81$$

$$\text{ELS: } M_r = M_v = \frac{10,94}{4} \left((1-0,2) \left(\frac{6,5^2 - 2,95^2}{2} \right) - 6,5^2 (1+0,2) \log\left(\frac{2,95}{6,5}\right) \right) = 84,26$$

Pour: $r_0 \leq x \leq r$

En particulier pour $x = r \Rightarrow M_r = 0$

$$M_v = \frac{P \cdot r_0}{4} (1-\nu) \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2} \right)$$

$$\text{ELU: } M_v = \frac{109,81 \cdot 2,95}{4} (1-0) \left(1 - \frac{2,95^2}{6,5^2} \right) = 64,38 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS: } M_v = \frac{78,34 \cdot 2,95}{4} (1-0,2) \left(1 - \frac{2,95^2}{6,5^2} \right) = 36,70 \text{ t.m}$$

2.4.2. Calcul de ferrailage

- *Armature radiale:*

Le calcul se fait à l'ELU et l'ELS pour une bande de 1m de largeur en fissuration préjudiciable.

$$\text{ELU: } M_{ru} = 23,34 \text{ t.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$d = 2,1 - 0,05 = 2,05 \text{ m}; \quad b_0 = 1 \text{ m}$$

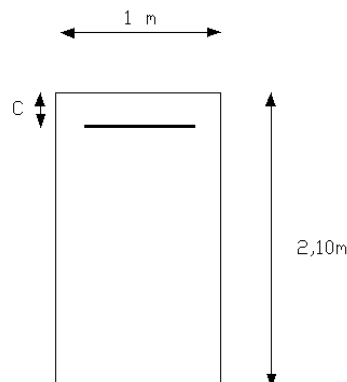


Figure 2-4 Section de calcul

$$\sigma_b = 15,86 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mr_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{233400}{15,86 \cdot 100 \cdot 205^2}$$

$$\mu = 0,003 < 0,186$$

A' n'existe pas

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,004$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

Détermination des armatures:

$$A_u = \frac{Mr_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{233400}{348 \cdot 0,99 \cdot 205} = 3,30 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$M_{r \text{ ser}} = 10,80 \text{ t.m}$$

$$\alpha_r = 15 \sigma_{bc} / (15 \sigma_{bc} + \sigma_s) = 0,558$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,227$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 1602,66 \text{ t.m}$$

$$M_{r \text{ ser}} < M_{rb} \Rightarrow A'_{\text{ser}} = 0$$

$$Z_r = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 166,87 \text{ cm}$$

$$A_{r \text{ ser}} = M_{r \text{ ser}} / (Z_r \cdot \sigma_s) = 3,66 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot \overline{b_0} \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{min}} \geq 26,87 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$A_r \text{ inf} = \max (A_u, A_{\text{min}}, A_{\text{ser}}) = 26,87 \text{ cm}^2$$

=>soit **10HA20**

$$\text{Pour: } A_r \text{ inf} = 31.40 \text{ cm}^2$$

- **Armature tangentielle:**

(Même section de calcul qu'armature radiale).

Le calcul se fait à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1m de largeur en fissuration préjudiciable.

ELU:

$$M_{\text{ou}} = 6,64 \text{ t.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_{qu}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{66400}{15,86 \cdot 100 \cdot 205^2} = 0,001$$

$$\mu = 0.001 < \mu_{AB} = 0.186 \quad A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.002$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures:

$$A_u = \frac{M_{qu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{66400}{348 \cdot 0,99 \cdot 205} = 0,94 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$M_{Q \text{ ser}} = 1,31 \text{ t. m}$$

$$\alpha_r = 15 \sigma_{bc} / (15 \sigma_{bc} + \sigma_s) = 0,558$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha r}{2} \left(1 - \frac{\alpha r}{3}\right) = 0,227$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} * b * d^2 * \sigma_{bc} = 1602,66 \text{ t.m}$$

$$M_{rser} < M_{rb} \Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$Z_r = d * \left(1 - \frac{\alpha r}{3}\right) = 166,87 \text{ cm}$$

$$A_{rser} = M_{Qser} / (Z_r * \sigma_s) = 0,44 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 26,87 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$A_{r \text{ inf}} = \max (A_u, A_{min}, A_{ser}) = 26,87 \text{ cm}^2$$

=>soit 10HA20

$$\text{Pour: } A_{r \text{ inf}} = 31,40 \text{ cm}^2$$

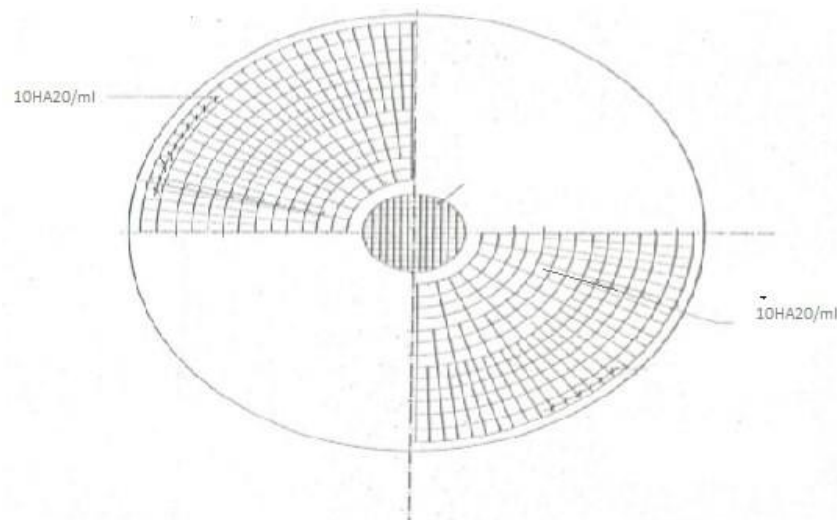


Figure 2-5 Ferrailage de fondation (vu en plan)

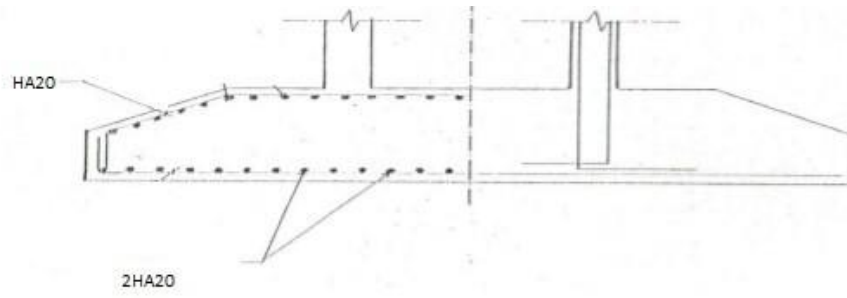


Figure 2-6 Ferrailage de fondation (coupe transversale)

Conclusion Générale

Conclusion générale

Une analyse statique et dynamique de la structure d'un château d'eau été réalisée. La structure objet de ce mémoire est un château d'eau de capacité de 500 m³ situé à Mecheria, wilaya de Naama.

Dans une première phase, un prédimensionnement des différents éléments composant la structure du château d'eau a été établi afin de fixer la section en béton de ces éléments.

Ensuite, une étude statique a été établie qui a pour but de calculer les efforts internes et par la suite le ferrailage adéquat afin de reprendre les chargements statiques externes.

L'analyse sismique de la structure du château d'eau a été réalisée en adoptant deux principes. Le premier se base principalement sur des méthodes simplifiées. Ce dernier a permis de calculer les efforts internes et par la suite les sections en aciers nécessaires pour supporter les effets sismiques ainsi que les effets dynamiques de l'eau sur la structure du château d'eau. Le second principe est l'étude dynamique en utilisant SAP2000. Cette méthode numérique consiste à valider les résultats des méthodes simplifiées utilisées auparavant. Dans cette partie, un modèle tridimensionnel en éléments finis a été élaboré en utilisant le logiciel SAP2000. Une analyse modale a été effectuée pour vérifier ce modèle numérique. Les résultats de la méthode numérique ont confirmé ceux des méthodes simplifiées.

Afin d'évaluer la performance sismique de la structure du château d'eau une analyse non-linéaire par la méthode **Pushover** a été réalisée. Les résultats de cette analyse en termes de courbes de capacité ainsi que le point de performance de la structure, ont

montré que l'intervall de travail reste toujours le domaine élastique. En effet, la structure est tellement rigide, où le comportement élastique est le prépondérant.

Finalement, l'étude de l'infrastructure a conduit à un radier général afin de supporter le poids de la structure et de l'eau ainsi que les efforts de renversement dûs aux excitations sismiques.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

1. « Calcul des ouvrages en béton armé » BELAZOUGUI
2. « Calcul pratique des réservoirs en zone sismique » (méthode de **HOUZNER**)
3. « Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé » Pierre Charron.
4. « Traité du béton armé » André Guérin.
5. « Fascicule 74, Construction des réservoirs en béton »
6. « Règles parasismiques algériennes modifié 2003 » (**RPA99 version 2003**).
7. « Béton armé aux états limites » (**BAEL 91**).
8. « Etude d'un château d'eau en béton Arme capacité 500 m3 dans la localité de OUED SBAH – Ain Larbaa Wilaya de Ain Temouchent ». Mémoire de fin étude (KADDA BENFODA Romaiassa et KADDA BENFODA Imene)
9. « Analyse Dynamique Paramétrique d'un Bâtiment R+6 en béton arme par la méthode statique non linéaire ». Mémoire de fin étude (GUENA Soufyane et CHAREF Meryem)
10. « Rapport géotechnique » du site de projet commune de MECHERIA, Hydraulique (A.E.P) de NAAMA
11. « Ouvrages spéciaux » Cours Master 2.

Annexe A

Résultats de l'étude sismique en utilisant SAP2000 en termes d'efforts internes

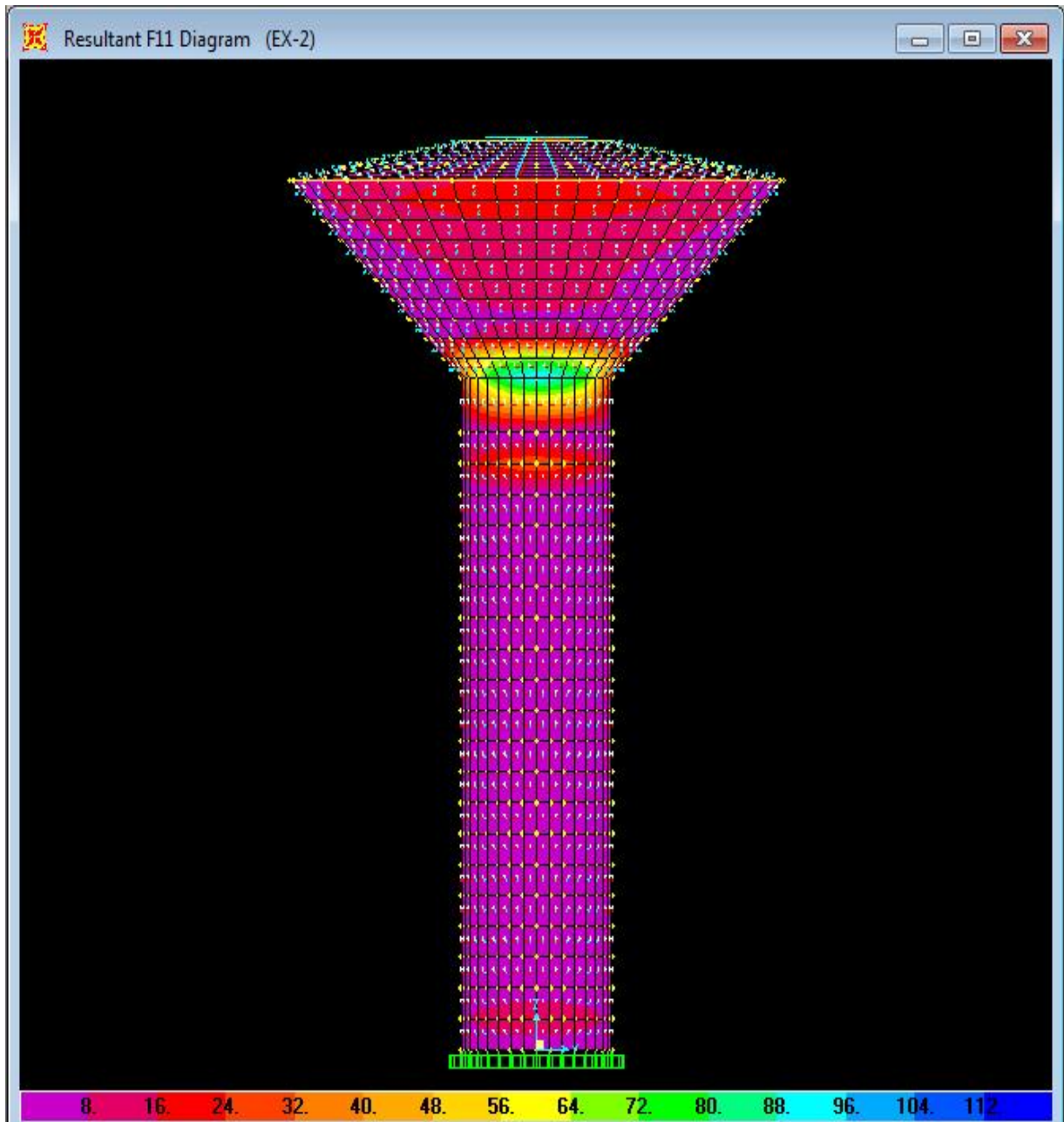


Figure A-1. Diagramme des efforts axiaux suivant XX

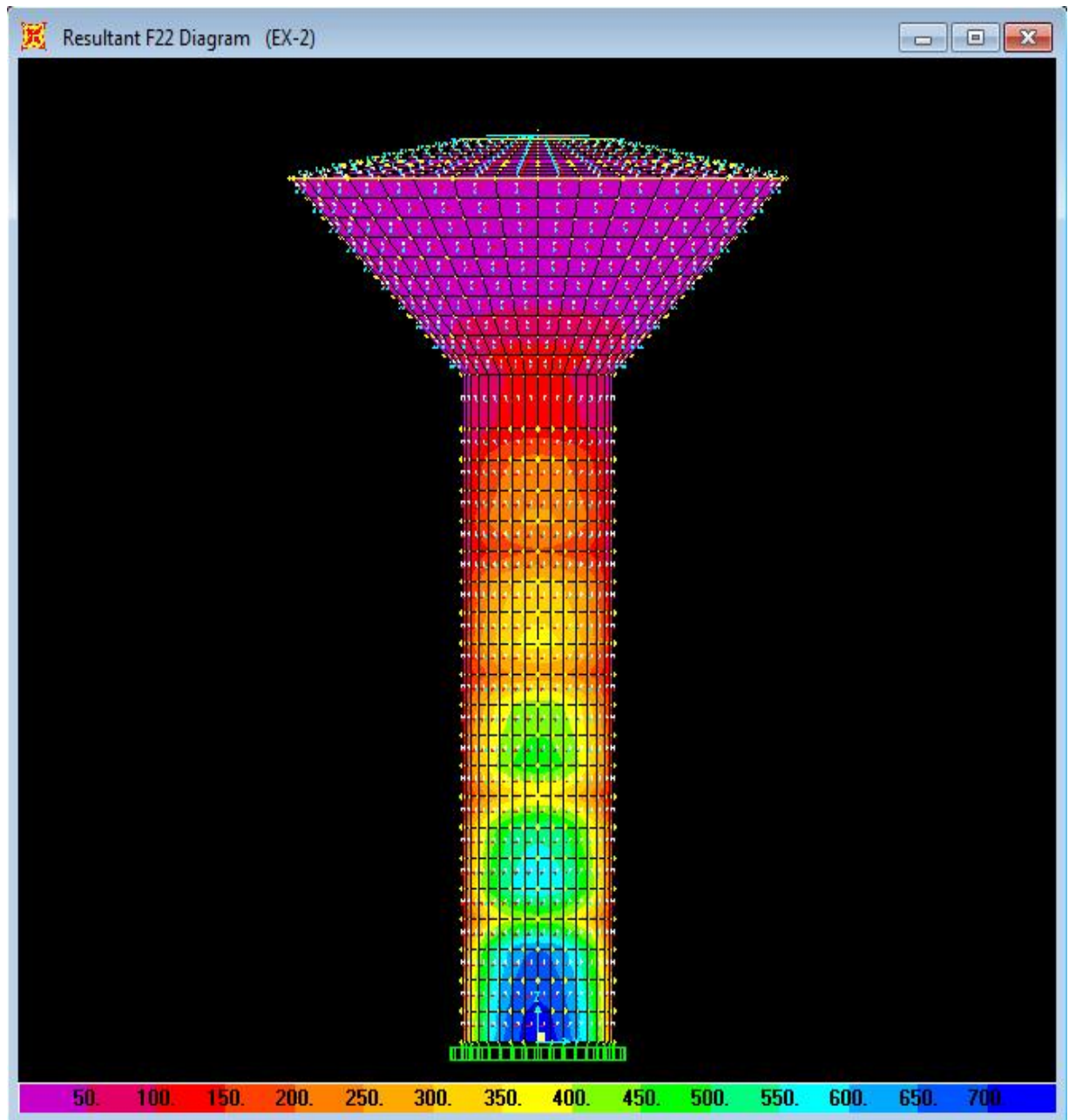


Figure A-2. Diagramme des efforts axiaux suivant YY

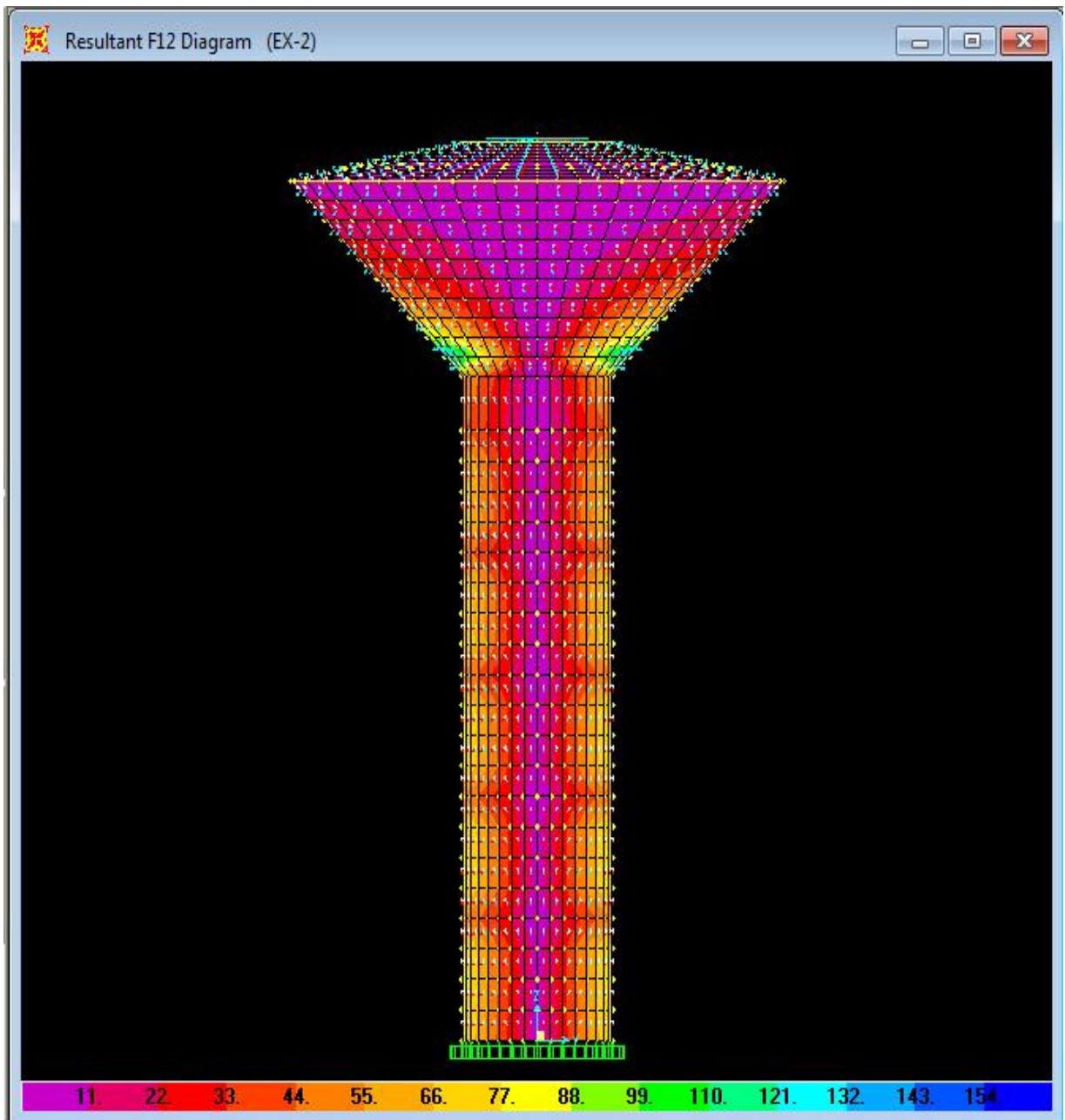


Figure A-3. Diagramme des efforts axiaux suivant XY

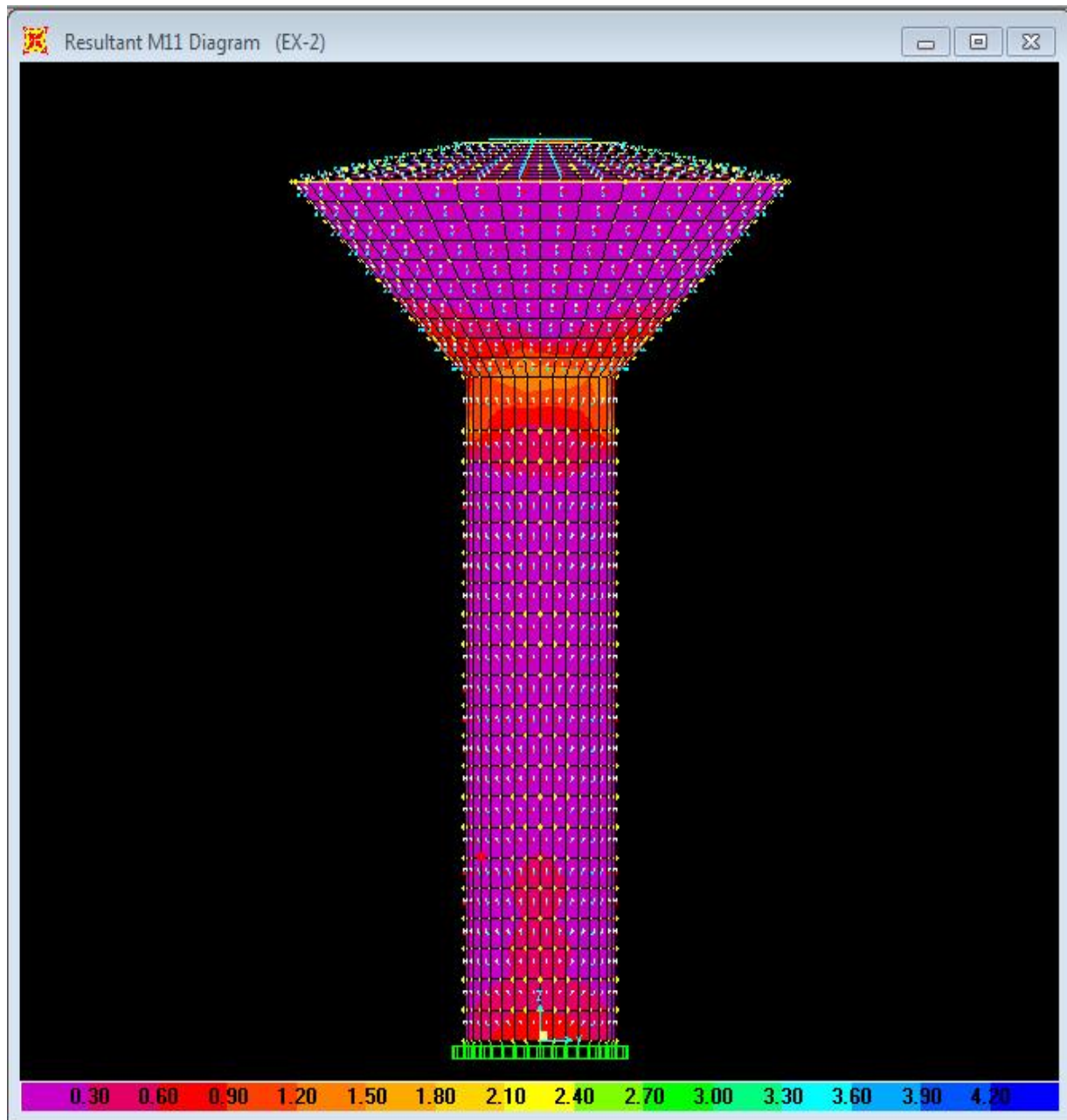


Figure A-4. Diagramme des moments suivant XX

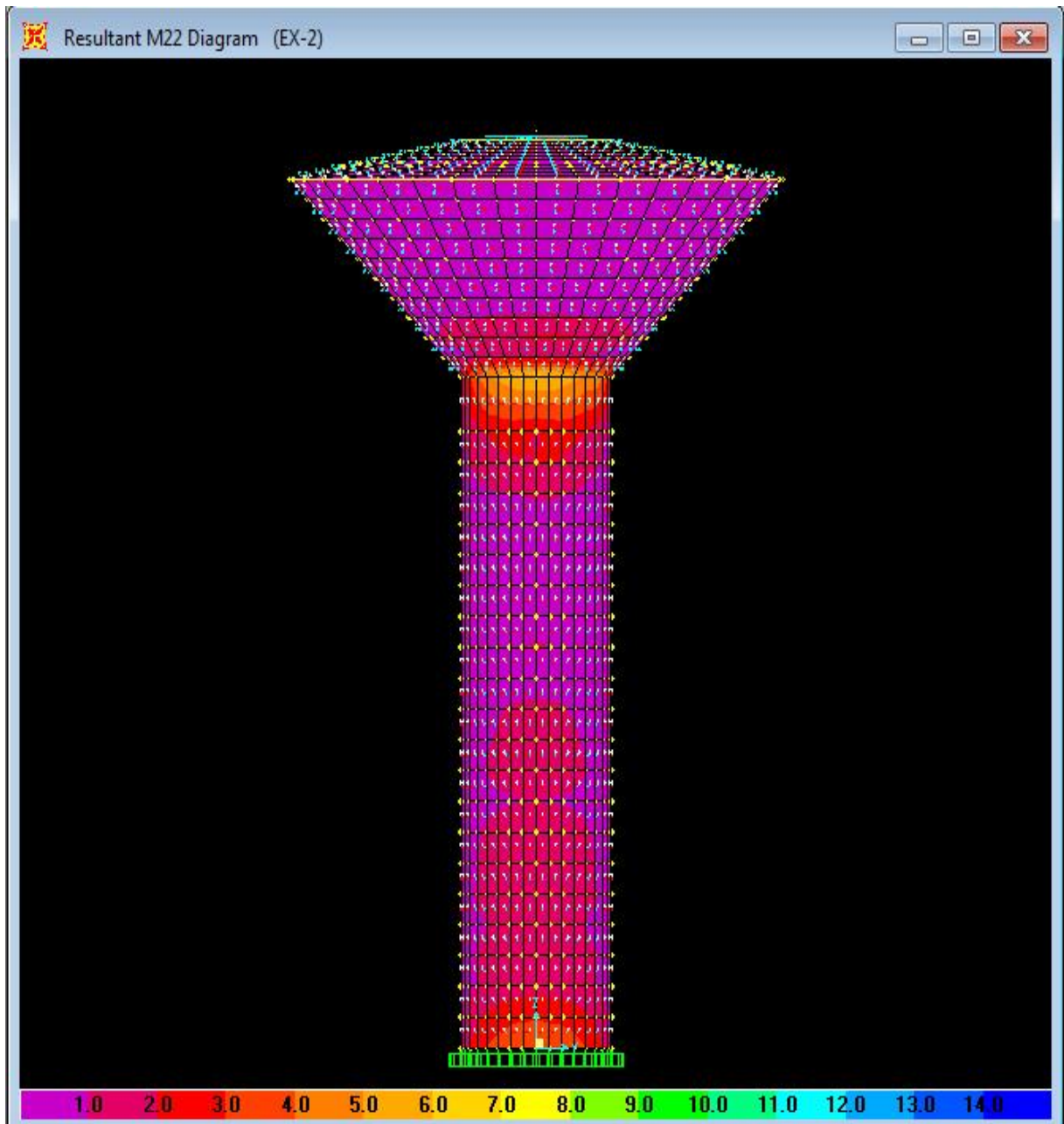


Figure A-5. Diagramme des moments suivant YY

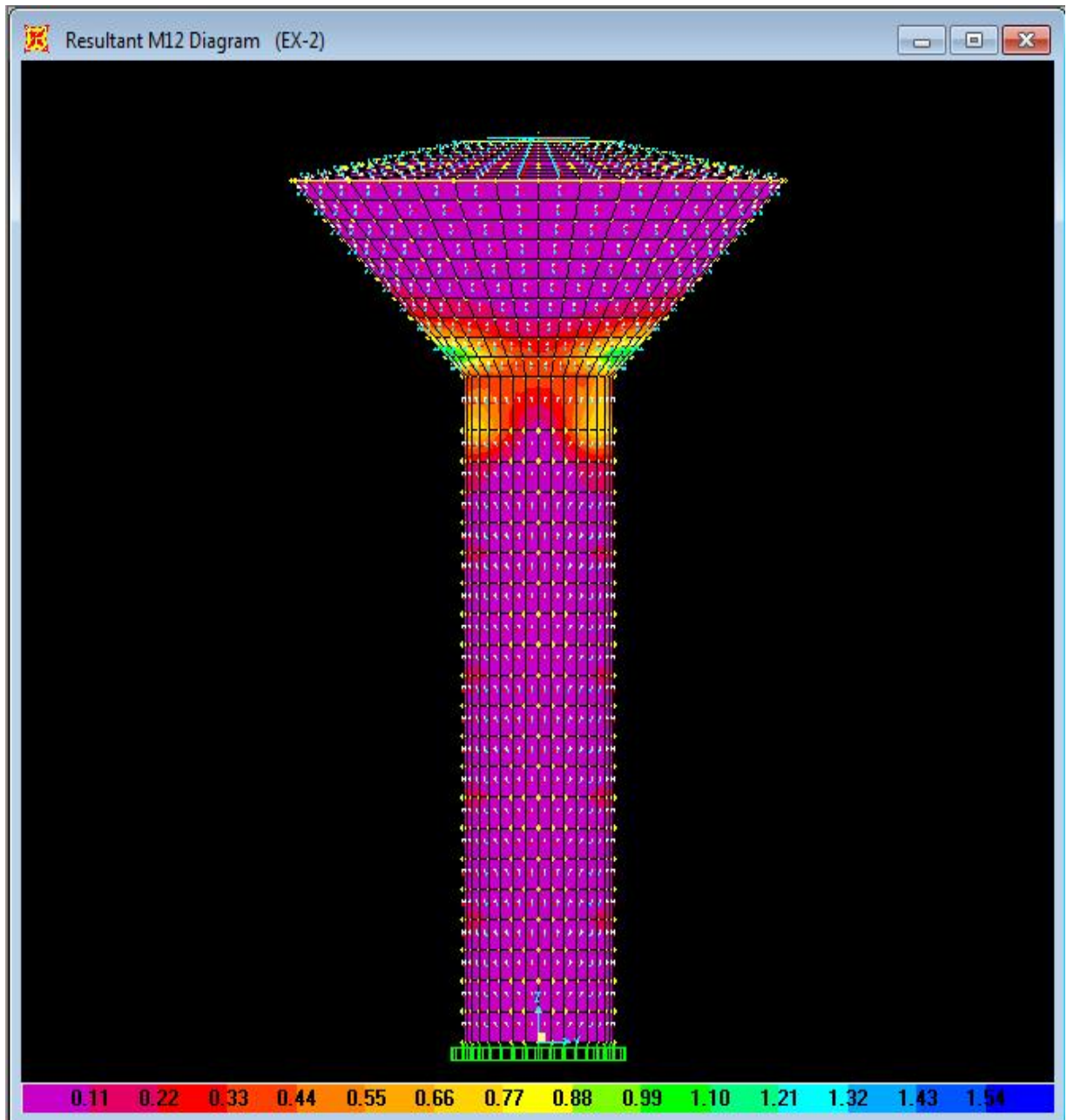


Figure A-6. Diagramme des moments suivant XY

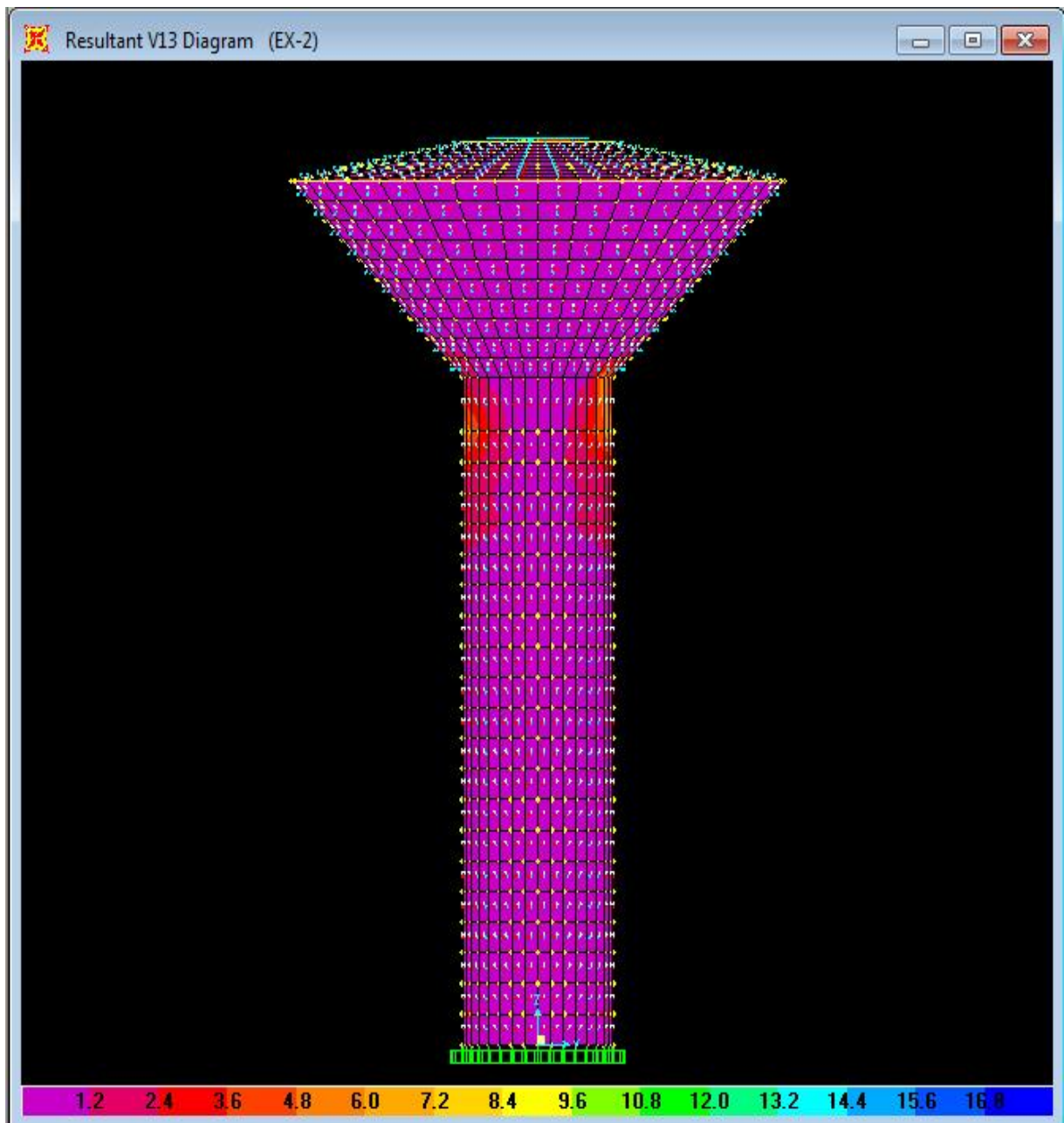


Figure A-7. Diagramme des efforts tranchants suivant XY

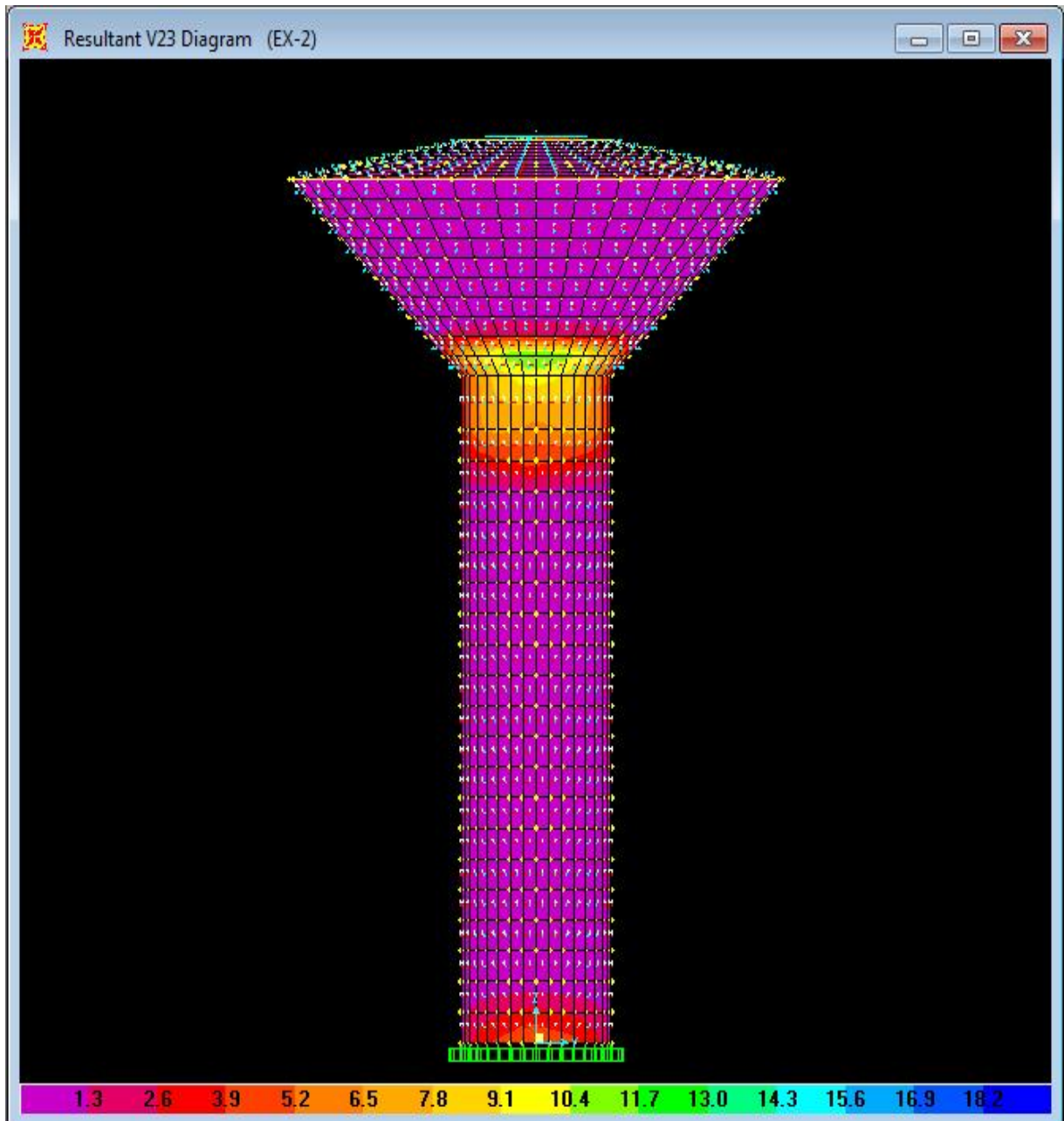


Figure A-8. Diagramme des efforts tranchants suivant YZ

Annexe B

**Résultats de l'analyse statique non linéaire par
la méthode Pushover en termes d'efforts
internes**

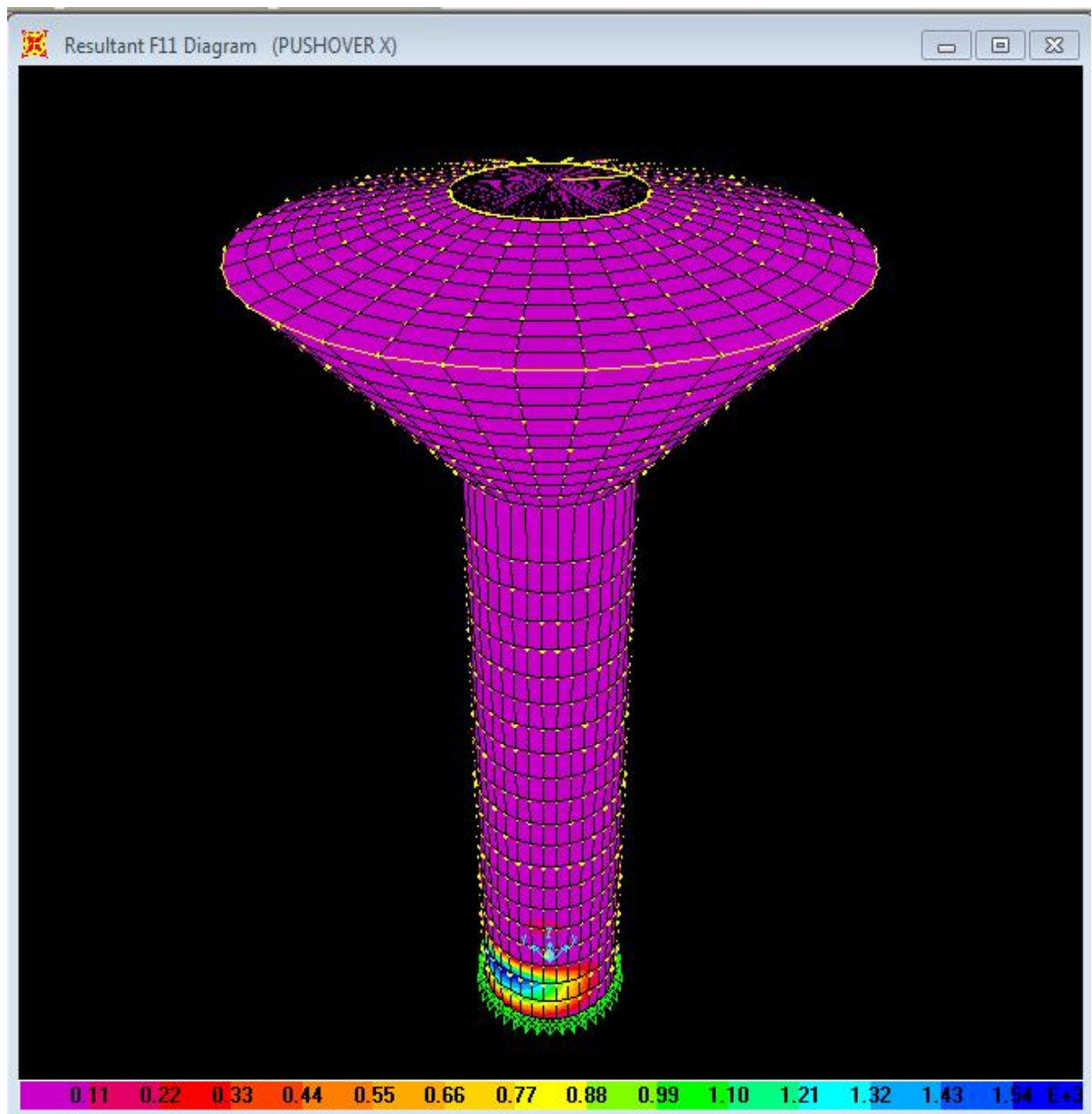


Figure B-1. Diagramme des efforts axiaux maximums suivant XX (analyse non linéaire)

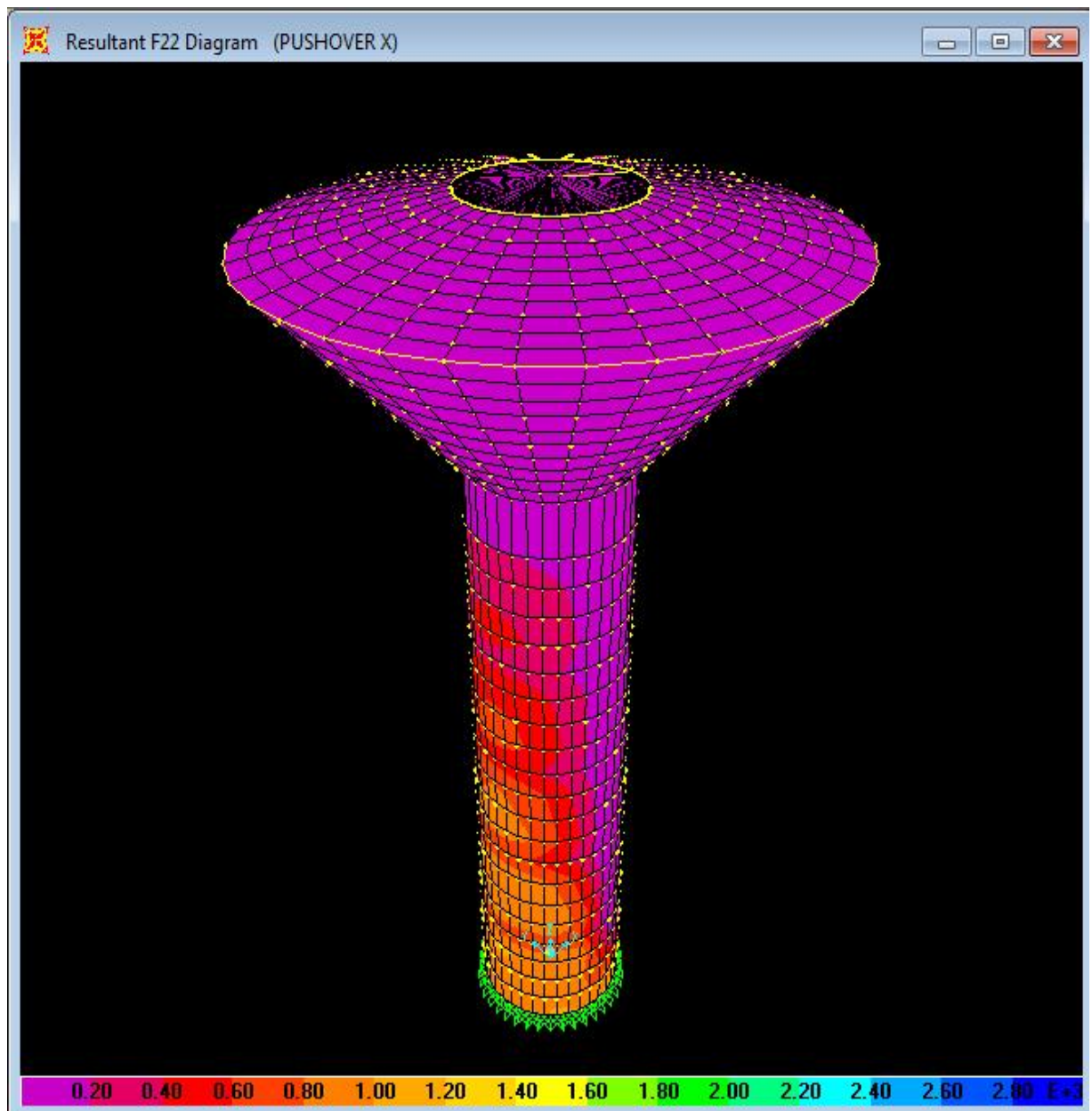


Figure B-2. Diagramme des efforts axiaux maximums suivant YY (analyse non linéaire)

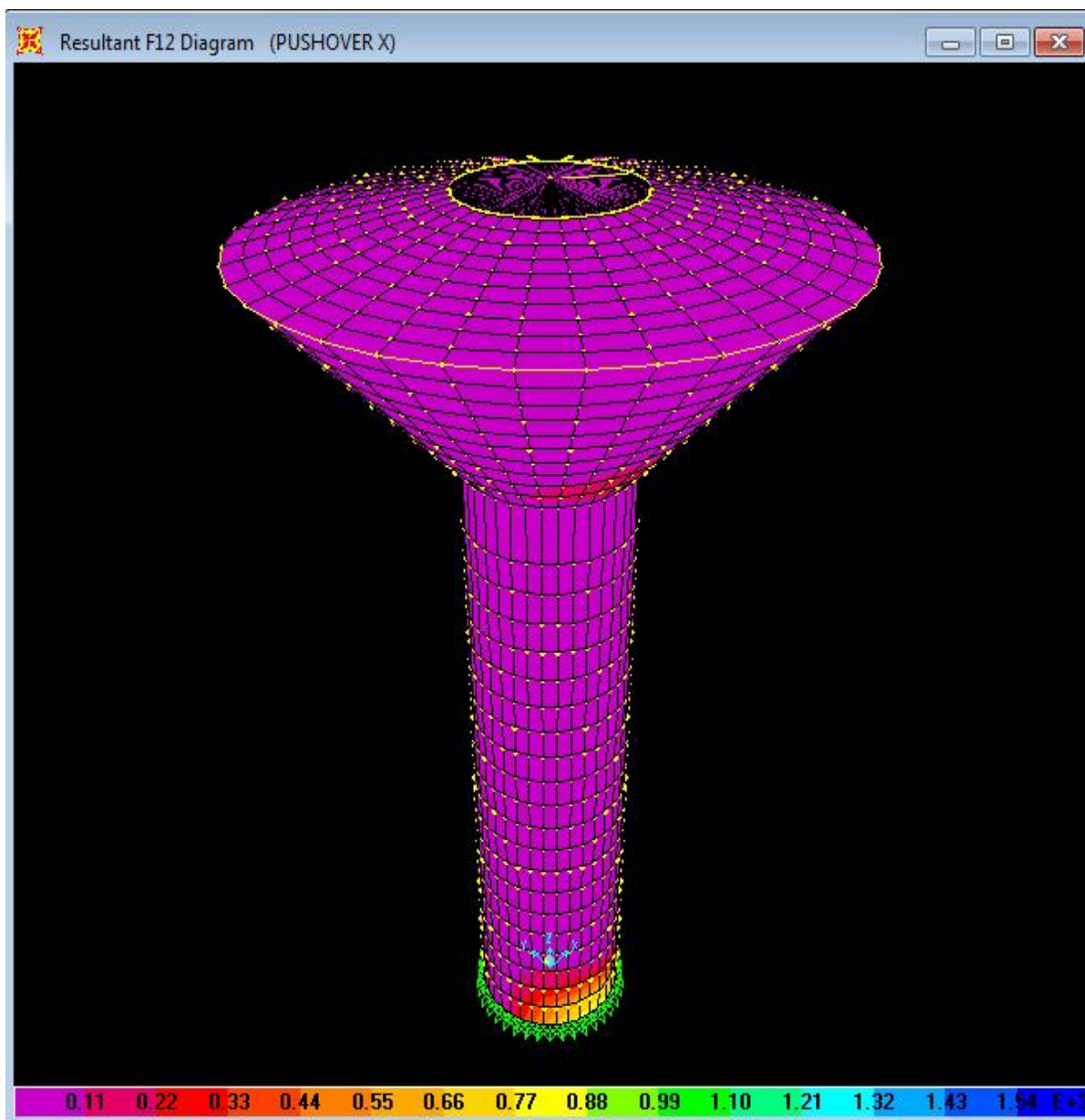


Figure B-3. Diagramme des efforts axiaux maximums suivant XY (analyse non linéaire)

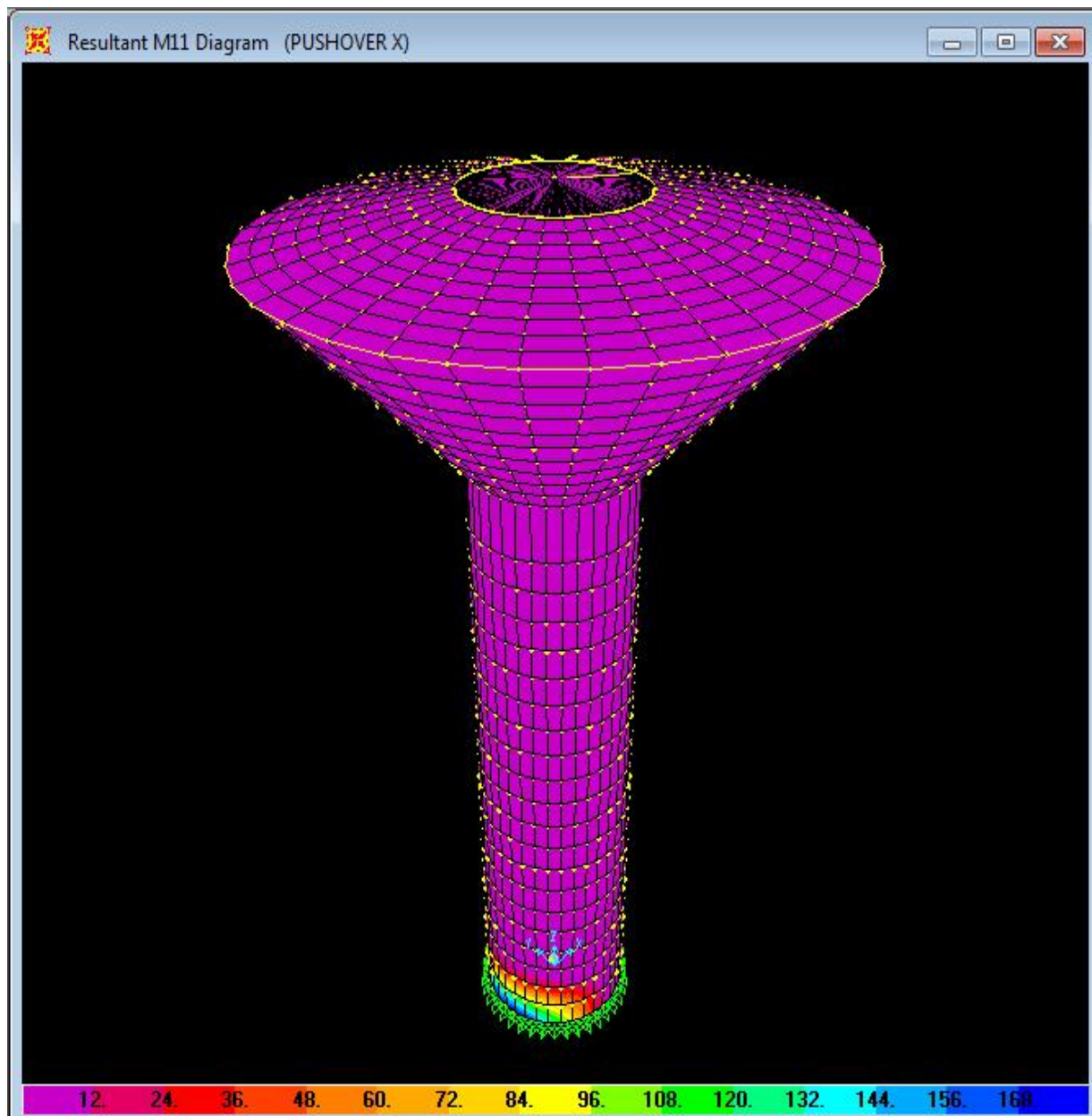


Figure B-4. Diagramme des moments maximums suivant XX (analyse non linéaire)

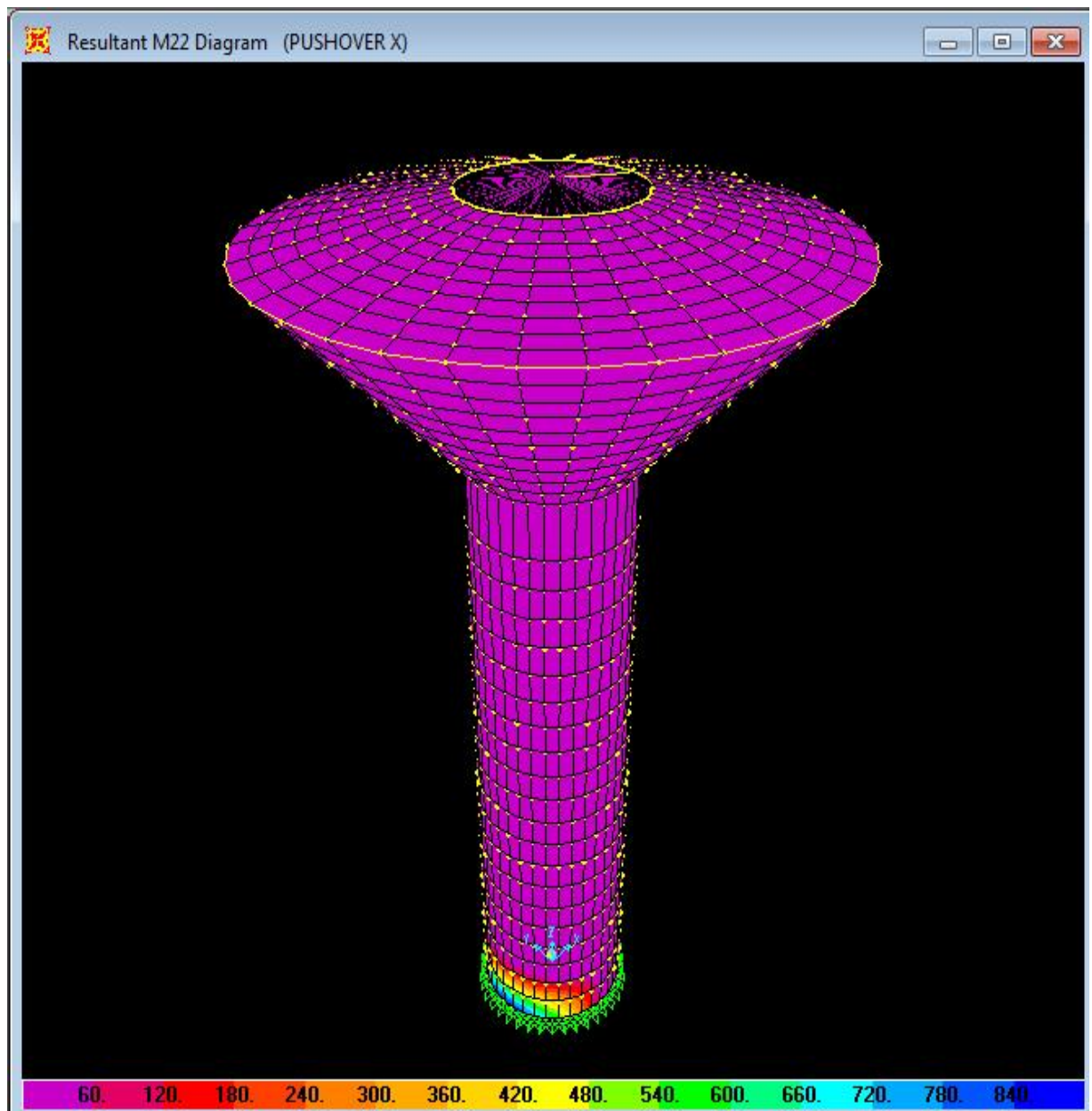


Figure B-5. Diagramme des moments maximums suivant YY (analyse non linéaire)

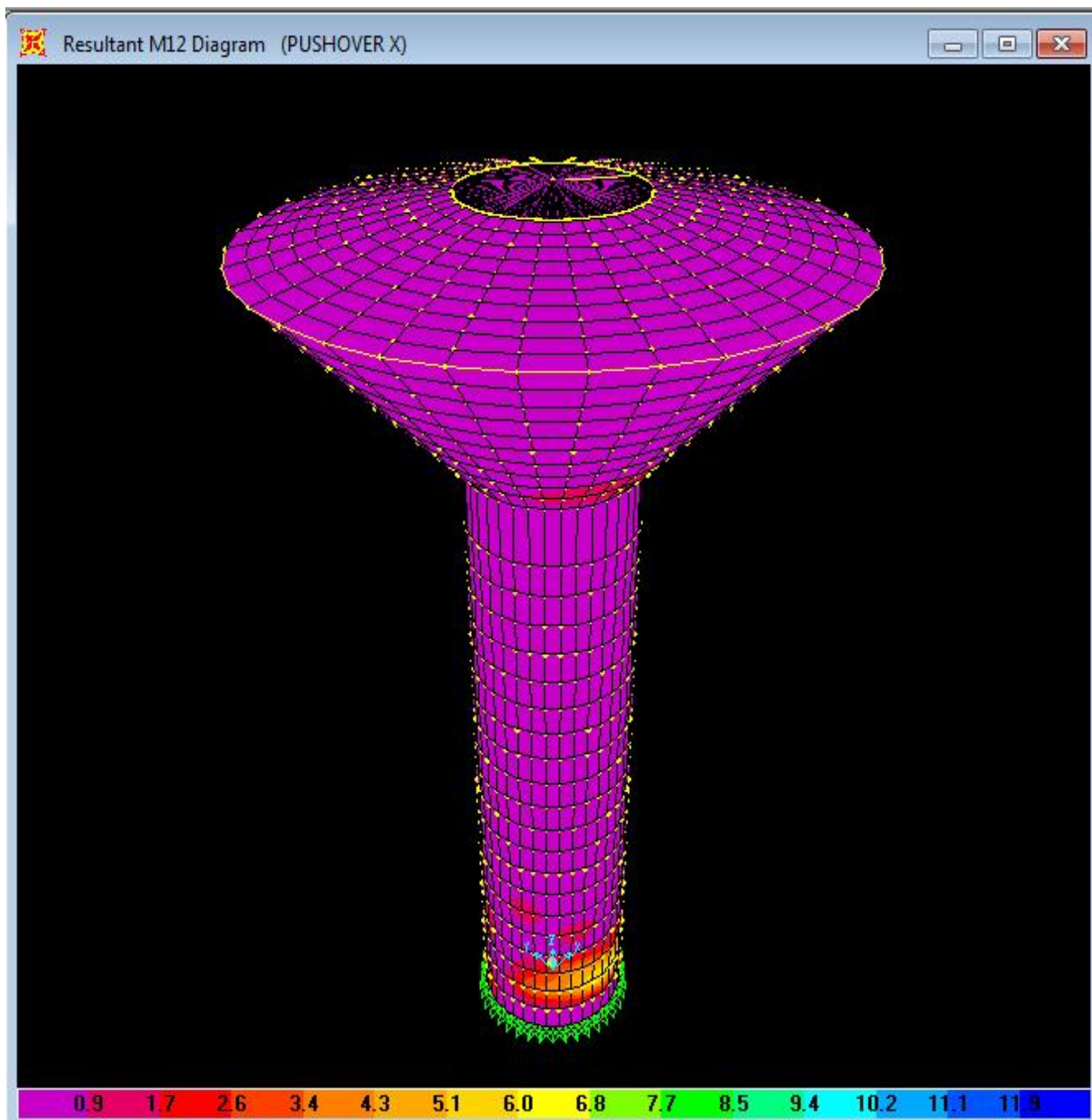


Figure B-6. Diagramme des moments maximums suivant XY (analyse non linéaire)

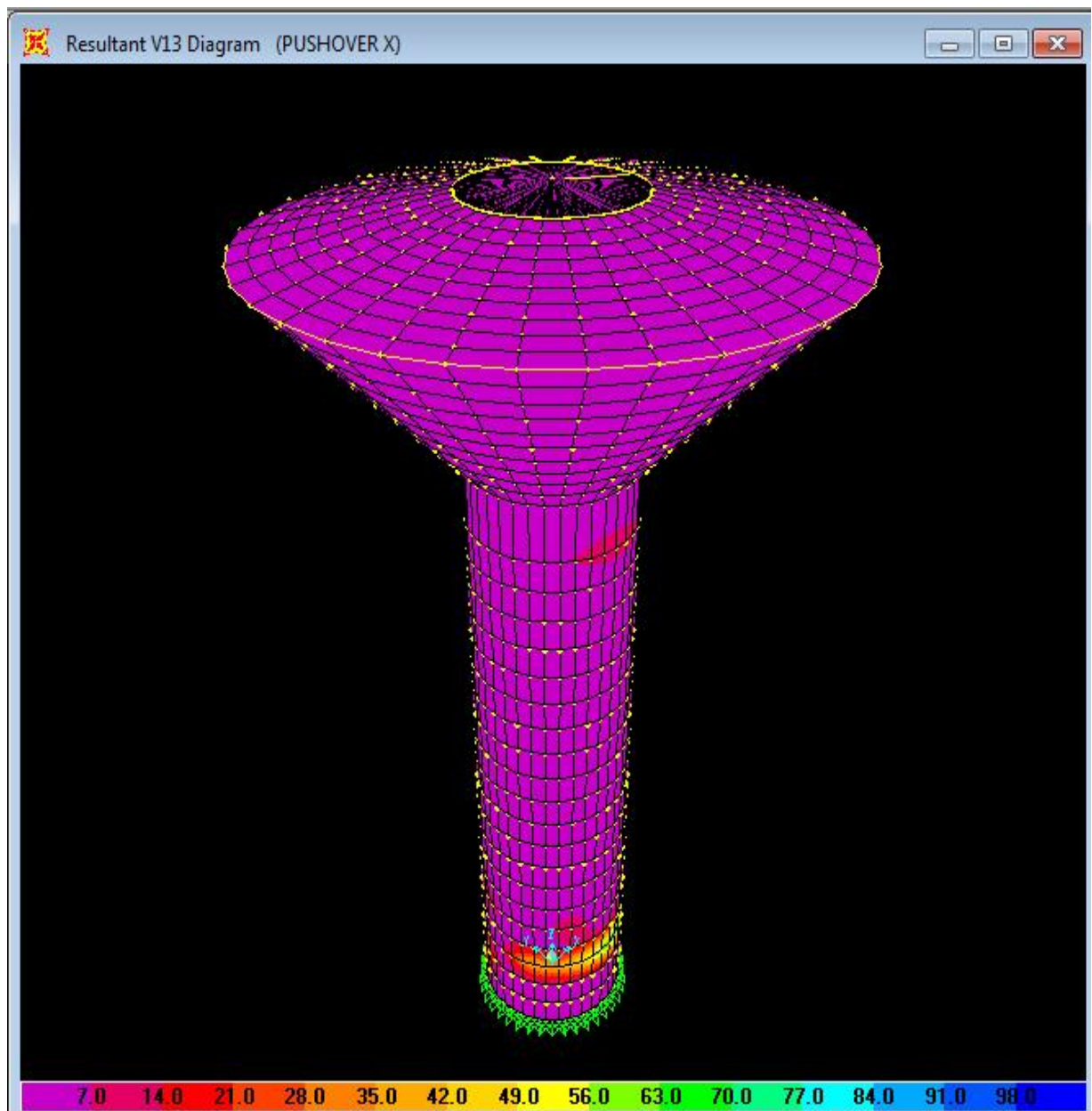


Figure B-7. Diagramme des efforts tranchants maximums suivant XY (analyse non linéaire)

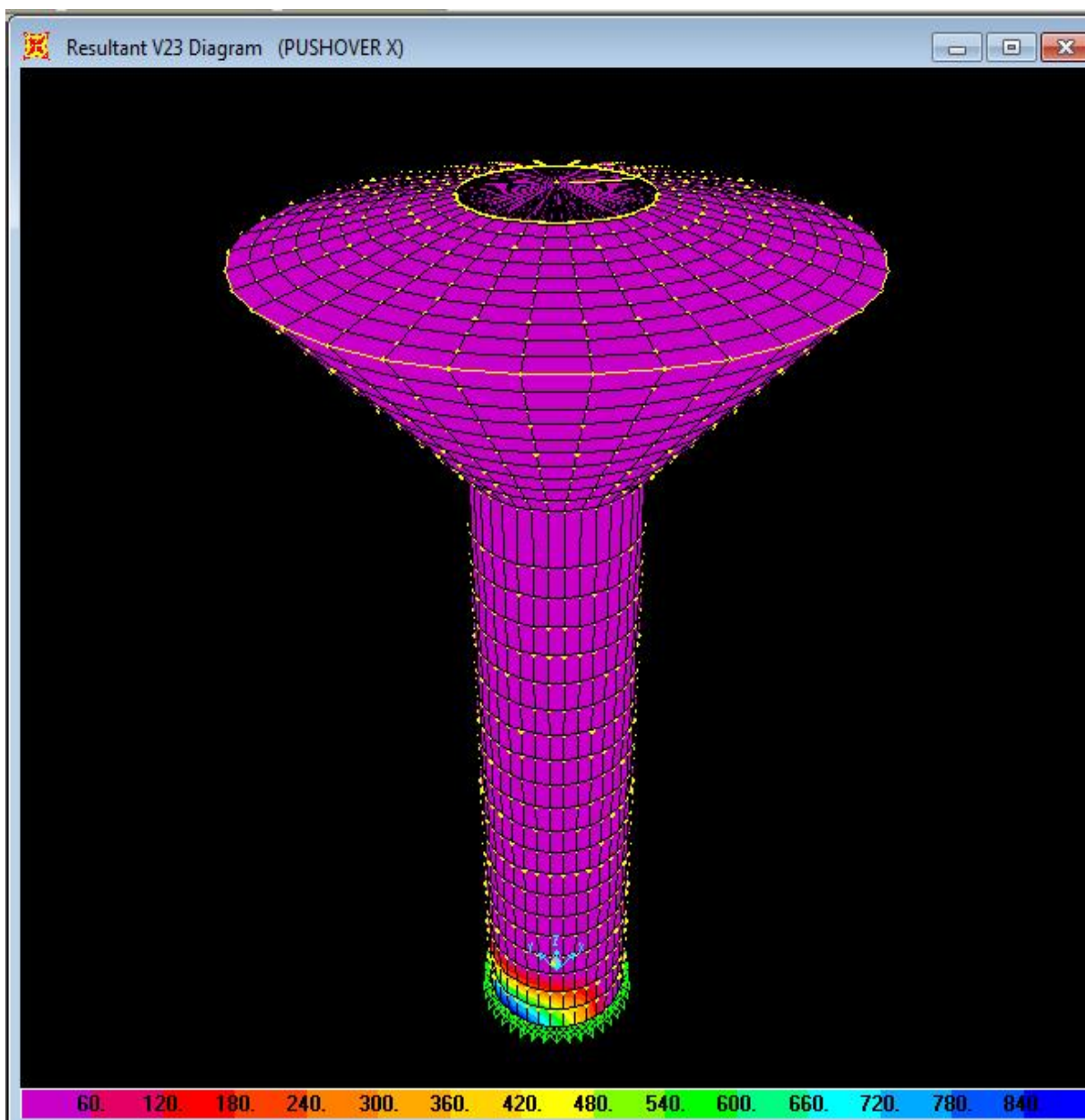


Figure B-8. Diagramme des efforts tranchants maximums suivant YZ (analyse non linéaire)