



Département Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études  
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

## **Etude d'un barrage poids de type BCR (béton compacté au rouleau) de Bouzina wilaya de Batna**

Réalisé par :  
- Ragheb BOUTA  
- Omar BENSAID

Présenté et soutenu publiquement le 3 Décembre 2020

### **Composition du Jury :**

Président :	M. S. LAKEHAL	MCB	ENP
Examinatrices :	Mme. D. CHERID	MCB	ENP
	Mme. H. MOHABEDDINE	MCB	ENP
Encadreurs :	Mr. A.Y. SAHNOUN	MCB	ENP
	Mr. B.K. BENZAOUZ	MCA	ENP





Département Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études  
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

## **Etude d'un barrage poids de type BCR (béton compacté au rouleau) de Bouzina wilaya de Batna**

Réalisé par :

- Ragheb BOUTA
- Omar BENSAID

Présenté et soutenu publiquement le 3 Décembre 2020

### **Composition du Jury :**

Président :	M. S. LAKEHAL	MCB	ENP
Examinatrices :	Mme. D. CHERID	MCB	ENP
	Mme. H. MOHABEDDINE	MCB	ENP
Encadreurs :	Mr. A.Y. SAHNOUN	MCB	ENP
	Mr. B.K. BENZAOUZ	MCA	ENP

## **Dédicaces**

Je dédie ce travail à :  
Mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce  
que je suis.  
Mes chers frères et sœurs.  
Toute la famille BOUTA.  
Mes amis.  
Toute la promotion : Génie civil 2020.  
A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté l'aide et le  
soutien durant ces années.

**BOUTA Ragheb**

## **Dédicaces**

Je dédie ce travail à :  
Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les  
plus pénibles de ce long chemin.  
Mes chers frères.  
Mes chères sœurs.  
Mes amis.  
A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté l'aide et le  
soutien durant ces années de formation.

**BENSAID Omar**

## Remerciement

Nous remercions, avant tout, **Dieu** le Tout puissant de nous avoir donné la patience, la santé et la volonté tout au long de nos études.

Nous remercions l'Agence **Nationale des Barrages et Transferts** qui nous aidée pendant notre stage dans le site de barrage

Nous remercions également **nos familles** pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous réussissions nos études.

Nous tenons aussi à remercier, nos deux promoteurs, Mr **A.Y. SAHNOUN** et Mr **B.K.BENAZZOUZ** pour leur constante disponibilité et leurs conseils avisés durant l'élaboration de ce travail.

Nous remercions, aussi, **les membres de jury** pour l'effort qu'ils feront pour examiner ce travail.

Nos remerciements s'adressent ensuite à **tous les enseignants** qui ont contribué de près ou de loin à notre formation de manière professionnelle. Enfin, nos plus vifs remerciements s'adressent à tous ceux qui nous ont aidés, encouragés et soutenus.

## ملخص :

جفاف كارثة طبيعية أثار سلبية على زراعة و موارد مائية في الجزائر، وهذا سبب استجابة دولة نداءات سكان ببناء سد بوزينة، وهذا الذي تتطرق هذا مذكرتنا، يبلغ ارتفاع الأبر 76.5 متر وعرضه 8 أمتار، وعرضه على مستوى قاعدة 63 مترا فيما يبلغ طوله 176.6 متر، استطاعة الدراسات جيولوجية و جيوتقنية و شكل ضيق وادي موقع بالإضافة إلى تنفيذ سريع بإقناع فريق تقني بتيار نوع رسانة مضغوطة بالأسطوانة.

أدت تقنيات متقدمة في معالجة أساسات سد إلى فض سرعات ترشيح وكميات مياه متسلسلة، حول هذا مبدأ بدأ مشروعنا بدراسة ذات مقام حول تأثير وزن سد ودافعة مياه على مختلف محاور سد باستخدام برنامج روبوت، وقد أثبت الأبر أن ارتفاع 76.5 متر من مياه هو حمولة الأمثل لاستقرار السد.

مفتاح كلمات: سد، جيوتقنيات، خرسانة مضغوطة بالأسطوانة، برنامج روبوت، الاستقرار

## Abstract:

Drought is recognized as a natural disaster, with harmful impacts on agriculture and water resources in Algeria. for this reason that the state responded to calls from residents by building the BOUZINA dam, on which our end of studies' project is based.

The dam is 76.5 high, a crest of 8 m wide, 63 m maximum width at natural ground level and 176.6 m in length. The geological and geotechnical study and the narrow shape of the site valley as well the rapid realization, was able to convince the technical team to choose the roller compacted concrete.

Advanced techniques for treating dam foundations reduced percolation velocities and infiltration rates. It's around this reflection that our end of studies' project was initiated with a parameterized study on the impact of weight and the push of water at different axes of the dam using the Robot, this latter has proven that a load of 76.5 m is optimal for functioning and for stability of our dam.

**Keywords:** Dam, Geotechnics, RCC, Robot, Stability.

## Résumé :

La sécheresse est reconnue comme une catastrophe naturelle, avec des impacts néfastes sur l'agriculture et les ressources en eau en Algérie. pour cette raison que l'état a répondu aux appels des riverains par la réalisation du barrage de BOUZINA, sur lequel se base notre PFE.

Le barrage a 76,5 de hauteur, d'une crête de 8 m de largeur, de 63 m de largeur maximale au niveau du terrain naturel et de 176,6 m de longueur. L'étude géologique et géotechnique et la forme étroite de la vallée du site, en plus le mode rapide de réalisation, ont pu convaincre l'équipe technique de choisir le type béton compacté au rouleau (BCR).

Les techniques avancées du traitement des fondations du Barrage a réduit les vitesses de percolation et les débits d'infiltration. C'est autour de cette réflexion que le projet de fin d'étude a été engagé avec une étude paramétrée sur l'impact du poids et la poussée de l'eau à différents axes de barrage en utilisant le Robot, cette dernière a prouvé qu'une charge de 76.5 m est optimale au fonctionnement et à la stabilité de notre barrage.

**Mots clés:** Barrage, Géotechnique, BCR, Robot, Stabilité.

## Liste de matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Notations

Introduction générale..... 13

### Chapitre 1 : Généralités

1.1.Introduction : .....	15
1.1.1. Définition :.....	15
1.1.2. But de la réalisation des barrages : .....	15
1.1.3. Les types des barrages :.....	15
A. Les barrages poids : .....	15
B. Les barrages en remblais :.....	15
C. Les barrages mobiles :.....	15
1.1.4. Etat des barrages en Algérie : .....	16
1.1.5. Choix du site et de type de barrage :.....	16
1.2. Conception Générale sur le projet :.....	16
1.2.1. Présentation du site de projet :.....	16
1.2.2. Caractéristiques du site du barrage :.....	17
1.2.3. Implantation de chantier :.....	18
1.2.4. Caractéristiques générales du Barrage de Bouzina :.....	19
1.2.5. Caractéristiques de la retenue :.....	20
1.2.6. Fiche Synoptique :.....	20
a. Situation :.....	20
b. Caractéristiques hydrologiques :.....	20
c. Caractéristiques principales de la retenue :.....	20
d. Caractéristiques principales du barrage en BCR :.....	20
1.2.7. Construction et mise en service de barrage de Bouzina :.....	21
a. Données contractuelles : .....	21
1.3.1. Conséquence géologique et géotechnique :.....	21
1.3.1.1. Etude de faisabilité :.....	21
1.3.1.2. Zonage géotechnique :.....	22
1.3.1.3. Hypothèses pour l'étude de stabilité:.....	23

### Chapitre 2 : Calcul de stabilité

2.1. Introduction :.....	25
2.2. Analyse des charges : .....	25
2.2.1. Poids propre du béton du barrage,.....	25
2.2.2. Pression hydrostatique : .....	25
2.2.3. Sous–pression au niveau du fond de fouille :.....	26
2.2.4. Pression du débit solide :.....	26
2.2.5. Effets sismiques :.....	26
2.3. Combinaisons des charges :.....	27
2.4. Paramètres de résistance du fond du fouille :.....	27
2.5. Coefficients de sécurité :.....	27

2.6.	Représentation détaillée du calcul :.....	28
2.6.1.	Section déversante :.....	28
2.6.1.1.	Section déversante – Combinaison de charges 0 :.....	28
2.6.1.1.1.	Combinaison de charges 0 Contraintes dans le sol :.....	29
2.6.1.2.	Section déversante – Combinaison de charges I :.....	30
2.6.1.2.1.	Combinaison de charges I Stabilité : .....	30
2.6.1.2.2.	Combinaison de charges Contraintes dans le sol :.....	31
2.6.2.	Section non déversante :.....	32
2.6.2.1.	Section non déversante – Combinaison de charges 0 :.....	32
2.6.2.1.1.	Combinaison de charges 0 Contraintes dans le sol :.....	33
2.6.2.2.	Section non déversante – Combinaison de charges I :.....	34
2.6.2.2.1.	Combinaison de charges I Stabilité : .....	34
2.6.2.2.2.	Combinaison de charges Contraintes dans le sol :.....	35
2.7.	Résultats du calcul du stabilité :.....	37
2.7.1.	Section déversante :.....	37
2.7.2.	Section non déversante :.....	37
2.8.	Conclusion :.....	38

### Chapitre 3 : Drainage et Injection

3.1.	Introduction :.....	40
3.2.	Traitement des fondations de barrage :.....	40
3.2.1.	Utilité des injections dans les barrages :.....	40
3.2.2.	Répartition de la sous pression en fonction de l’injection et le drainage : .....	40
3.2.3.	Le coefficient de sous pression : .....	41
3.2.4.	Objectifs du traitement des fondations : .....	42
3.2.5.	Caractéristiques du procédé d’injection :.....	42
3.2.5.1.	La pression d’injection: .....	42
3.2.5.2.	Les propriétés du coulis frais :.....	43
3.2.5.3.	Nombre de ligne d’injection :.....	43
3.2.5.4.	Espacement entre forages :.....	43
3.2.5.5.	Orientation des forages :.....	44
3.2.5.6.	Profondeur du voile d’injection :.....	44
3.3.	Traitement des fondations par drainage :.....	45
3.3.1.	Introduction :.....	45
3.3.2.	Les forages drainants :.....	46
3.3.3.	Principe de drainage vertical :.....	46
3.4.	Étanchéité du massif en BCR-parement amont :.....	46
3.5.	Drainage interne et étanchéité du massif en BCR :.....	47
3.6.	Joints inter plots :.....	47
3.7.	Galeries dans le corps du barrage BCR :.....	47
3.8.	Injection de consolidation :.....	47
3.9.	Voile d’étanchéité dans la fondation :.....	48
3.10.	voile de drainage de la fondation :.....	48
3.11.	conclusion :.....	50

## Chapitre 4 : Organisation de chantier

4.1.	Introduction :.....	52
4.2.	Définition du programme de travaux :.....	52
4.3.	Description des activités : .....	54
4.4.	Contrôle des eaux :.....	56
4.4.1.	Prise en charge des frais de contrôle des eaux :.....	56
4.4.2.	Maintien à sec des fouilles :.....	56
4.4.3.	Responsabilités de l'entrepreneur :.....	56
4.4.4.	Projet de contrôle des eaux :.....	56
4.4.5.	Dispositions imposées pour la protection contre les crues et cas de force majeure	57
4.4.5.1.	Généralités :.....	57
4.4.5.2.	Conditions imposées et dispositions à prendre aux diverses étapes du chantier	57
4.5.	Conclusion :.....	58

## Chapitre 5: Evolution des travaux

5.1.	Introduction : .....	60
5.2.	Les différentes étapes de construction d'un barrage : .....	60
5.3.	Excavations et la réalisation de la dérivation :.....	60
A.	Coulage du coursier :.....	63
B.	La dérivation :.....	64
C.	Coulage par étage : .....	68
5.4.	Conclusion .....	72

## Chapitre 6 : Etude d'états des contraintes

6.1.	Introduction : .....	74
6.2.	Méthodologie : .....	74
6.3.	Résultats numériques (robot) (Section non déversante) : .....	74
6.3.1.	Poids propre : .....	75
6.3.2.	Charge d'eau au niveau 25 m : .....	76
6.3.3.	Charge d'eau au niveau 50 m :.....	81
6.3.4.	Charge d'eau au niveau 76.5 m :.....	86
6.4.	Conclusion :.....	91
	Conclusion générale.....	92
	Bibliographique.....	93
	Annexe .....	94

## Liste des tableaux

### Chapitre 1 :

Tableau 1.1 : Caractéristiques géotechniques	23
Tableau 1.2 : Caractéristiques mécaniques estimées sur la base du critère Hoek Brown	23

### Chapitre 2 :

Tableau 2.1 : Coefficients de sécurité minimaux	27
Tableau 2.2 : Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges 0 ‘contrainte dans le sol’)	29
Tableau 2.3 : Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges I ‘stabilité’)	30
Tableau 2.4 : Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges I ‘contrainte dans le sol’)	31
Tableau 2.6 : Résultat obtenue (Section non déversante – Combinaison de charges 0 ‘contrainte dans le sol’)	33
Tableau 2.6 : Résultat obtenue (Section non déversante – Combinaison de charges I ‘stabilité’)	34
Tableau 2.7 : Résultat obtenue (Section non déversante – Combinaison de charges I ‘contrainte dans le sol’)	35
Tableau 2.8 : Résultat finale (Section déversante)	37
Tableau 2.9 : Résultat finale (Section non déversante)	37

### Chapitre 3 :

Tableau 3.1 : Pression d’injection par rapport à la profondeur	43
Tableau 3.2 : Nombre de rangée d’injection par rapport à la charge d’eau.	43

## LISTE DES FIGURE

### Chapitre 1 :

Figure 1.1: statistique des barrages en Algérie.....	16
Figure 1.2 : Site du projet Google Earth .....	16
Figure 1.3: Localisation de site de barrage (MAP info).....	17
Figure 1.4: Localisation de la carrière .....	18
Figure 1.5 : Implantation du chantier.....	18
Figure 1.6 : vue en plan de l'ouvrage.....	19
Figure 1.7 : variation de volume et la surface par rapport à la cote.....	20

### Chapitre 2 :

Figure 2.1 : Coupe transversale montre la forme géométrique de la section du barrage	25
Figure 2.2: Présentation schématique de la charge due à la sous–pression.....	26
Figure 2.3: Section déversante – Combinaison de charges 0.....	28
Figure 2.4: Contraintes (plans horizontale à la cote 973,5m).....	29
Figure 2.5 : Section déversante – Combinaison de charges I.....	30
Figure 2.6: Contraintes (plan horizontale à la cote 973,5m).....	32
Figure 2.7: Section non déversante – Combinaison de charges 0.....	32
Figure 2.8 : Contraintes (plan horizontale à la cote 973,5m).....	33
Figure 2.9: Section déversante – Combinaison de charges I.....	34
Figure 2.10:Contraintes (plan horizontale à la cote 973,5m).....	36

### Chapitre 3 :

Figure 3.1 : Répartition des sous-pressions.....	41
Figure 3.2 : Diagramme de la répartition des sous-pressions.....	41
Figure 3.3 : Schéma d'un voile d'injection.....	44
Figure 3.4:Profondeur de voile d'injection.....	45
Figure 3.5 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de Drainage avec : a- avec galerie ; b- sans galerie	45
Figure 3.6: Coupe géologique avec le voile d'injection, l'injection de consolidation et voile de drainage	49

### Chapitre 4 :

Figure 4.1 : Planning générale des travaux .....	53
--	----

### Chapitre 5 :

Figure 5.1 : Excavation rive droite jusqu'à la dérivation provisoire.....	60
Figure 5.2 : La projection du canal de dérivation.....	61
Figure 5.3 : la deuxième phase de coulage de la paroi supérieure.....	61
Figure 5.4 : réservation de l'humidité des parois.....	62
Figure 5.5 : finalisation de la partie avale du canal de dérivation.....	62
Figure 5.6 : le déroulement des étapes avant le coulage du coursier.....	63
Figure 5.7 : La deuxième étape de coulage de coursier.....	63
Figure 5.8 : vue latérale sur la dérivation.....	64
Figure 5.9 : Les étapes avant le coulage du béton.....	64
Figure 5.10 : Les étapes avant le coulage du béton.....	65

Figure 5.11 : le mode de coulage de la première couche en contact avec le substratum	65
Figure 5.12 : le déclenchement de coulage d'autres compartiments.....	66
Figure 5.13 : d'exécution du canal de prise.....	66
Figure 5.14 : L'avancement de coulage de la digue et accessoires.....	67
Figure 5.15 : techniques de coulage du béton.....	67
Figure 5.16 : La poursuite de la fig. 5.16.....	68
Figure 5.17 : Les différentes étapes de coulage par étage.....	68
Figure 5.18 : Les différentes techniques de coulage par étage.....	69
Figure 5.19 : Le coulage du coursier de l'évacuateur des crues.....	69
Figure 5.20 : Le coulage en grande masse.....	70
Figure 5.21 : l'atteinte du niveau de la crête par le coulage.....	70
Figure 5.22 : Les travaux sur la tour de prise et les parois de l'évacuateur des crues.....	71
Figure 5.23 : Les travaux sur la crête.....	71
Figure 5.24 : Les travaux de coulage par étage sur la crête.....	72
Figure 5.25 : le coulage de la crête dépassant le niveau de l'évacuateur de crues.....	72

#### Chapitre 6 :

Figure 6.1 : Section non déversante.....	74
Figure 6.2 : Etat d'équilibre horizontal (axe X).....	75
Figure 6.3 : Etat d'équilibre horizontal (axe X).....	75
Figure 6.4 : Etat d'équilibre horizontal (axe X).....	76
Figure 6.5 : Etat de contraintes (d'équilibre horizontal axe X).....	76
Figure 6.6 : Etat de contraintes (équilibre horizontal axe Y).....	77
Figure 6.7 : Etat de contraintes (équilibre vertical axe Z).....	77
Figure 6.8 : Etat de déformation (axe X.).....	78
Figure 6.9 : Etat de déformation (axe Y).....	78
Figure 6.10 : Etat de déformation (axe Z).....	79
Figure 6.11 : Etat de déplacement (axe X).....	79
Figure 6.12 : Etat de déplacement (axe Y).....	80
Figure 6.13 : Etat de déplacement (axe Z).....	80
Figure 6.14 : Etat de déplacements totaux (équilibre totale).....	81
Figure 6.15 : Etat de contraintes (équilibre horizontal axe X).....	81
Figure 6.16 : Etat de contraintes (équilibre horizontal (axe Y).....	82
Figure 6.17 : Etat de contraintes (équilibre vertical axe X).....	82
Figure 6.18 : Etat de déformation (axe X).....	83
Figure 6.19 : Etat de déformation (axe Y).....	83
Figure 6.20 : Etat de déformation (axe Z)	84
Figure 6.21 : Etat de déplacement (axe X).....	84
Figure 6.22 : Etat de déplacement (axe Y).....	85
Figure 6.23 : Etat de déplacement (axe Z).....	85
Figure 6.24 : Etat de déplacements totaux (totale).....	86
Figure 6.25: Etat de contraintes (équilibre horizontal axe X)	86
Figure 6.26: Etat de contraintes (équilibre horizontal axe Y).....	87
Figure 6.27 : Etat de contraintes (équilibre vertical axe Z).....	87

Figure 6.28 : Etat de déformation (axe X).....	88
Figure 6.29: Etat de déformation ( axe Y).....	88
Figure 6.30 : Etat de déformation (axe Z).....	89
Figure 6.31 : Etat de déplacement ( axe X).....	89
Figure 6.32 : Etat de déplacement (axe Y).....	90
Figure 6.33 : Etat de déplacement (axe Z) .....	90
Figure 6.34 : Etat de déplacement (totale).....	91

## Notations

$R_c$	La résistance à la compression simple
$R_t$	La résistance à la traction
$\Phi$	Angle de frottement
C	Cohésion
E	Module d'élasticité
D	Module de déformation
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\gamma_b$	Poids propre de béton
$\sigma_c$	Résistance à la compression uniaxiale
$\Phi_r$	Angle de cisaillement en contact du béton – roche
RQD	Indice de carottage (Rock Quality Designation)
RMR	Qualité des massifs rocheux (Rock Mass Rating)
$V_p$ ,	Vitesses des ondes sismiques, vecteur p
$V_s$	Vitesses des ondes sismiques, vecteur s
BCR	Barrage en béton compacté au rouleau
BCV	Béton conventionnel vibré
NGA	Nivellement Général de l'Algérie
SMD	Séisme Maximal de Dimensionnement
SMP	Séisme Maximal Possible
SBE	Séisme de Base d'Exploitation

## Introduction générale

Le secteur hydrique en Algérie compte 94 barrages et 5 autres en cours de réalisation répartis sur tout le territoire national. Les prévisions du secteur à l'horizon 2030 sont de 139 barrages.

Les barrages poids constituent dans certains cas une solution incontournable pour la définition du profil type et ce en vue des conditions géologiques, topographiques et hydrologiques du site. Le volume du béton sous l'angle coût et délais ainsi que les contraintes thermiques sont les principales causes de leur substitution par d'autres conceptions.

Toutefois le grand avantage qu'offre ce type de barrage et sans aucun doute l'intégration des évacuateurs de crues au niveau du corps du barrage et le gain économique sur cet important ouvrage annexe, notamment pour le bassin versants à crue de projet élevée.

Les critères de dimensionnement de l'ouvrage portent sur la répartition des contraintes normales (limitation des tractions au niveau du parement amont et limitation des contraintes de compression au pied aval) et sur l'excentricité et l'inclinaison de la résultante des sollicitations.

Les paramètres liés à cet aspect de stabilité mettent en évidence le rôle majeur des sous pressions dans l'équilibre du barrage et donc l'importance du traitement des fondations par l'injection et le drainage.

La stabilité de ce type d'ouvrage est souvent vérifiée pour le cas du glissement au niveau du plan de contact du barrage et/ou ancrage avec ses fondations ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci d'assurer une stabilité au barrage ne doit en aucun cas être orienté, d'une manière systématique, vers l'action du profil transversal plus volumineux.

Une analyse paramétrée s'articulant sur la stabilité du barrage au glissement et au renversement a été ensuite engagée avec l'élaboration d'une balance comparative sur les coefficients de sécurité évalués, en plus un analyse d'état des contraintes dans le corps de barrage pendant la phase de remplissage a été faite.

Notre travail consiste à étudier un barrage poids en béton compacté au rouleau qui créera une retenue avec une capacité utile de stockage d'environ 18 million de mètres cubes à la retenue normale submergeant une surface de 110 ha. Le débit régularisé sera utilisé pour satisfaire les besoins en eau potable ainsi que les besoins en irrigation de la région de Bouzina, dans la wilaya de Batna.

Dans cette étude nous avons structuré notre mémoire comme suivant :

Nous commençons par une analyse bibliographique sur les barrages poids et le barrage de bouzina.

Ensuite, nous traitons les chapitres suivantes : drainage et injection, organisation de chantier et évolution des travaux.

Le vérification du calcul de stabilité de barrage de bouzina a été faite.

Enfin, nous terminerons par une analyse d'état des contraintes dans le corps du barrage dans la phase de remplissage.

Nous achèverons par une conclusion générale dans laquelle nous exposons les points essentiels abordés dans ce mémoire.

# CHAPTER 1

## **Généralités**

# Chapitre 1 : Généralités

## 1.1. Introduction :

L'étude d'un barrage a nécessité l'intervention de plusieurs disciplines scientifiques complémentaires les unes des autres à cause de la nature complexe et délicate. Les données environnementales de la région, hydrauliques, géologiques et géotechniques combinées ensemble constituent le socle de ce projet. Ces données ont influencé toute la structure, notamment le choix des matériaux de son corps, de la fondation et des mesures spécifiques de sécurité.

### 1.1.1. Définition :

Les barrages sont, par définition, des ouvrages hydrauliques disposés en travers d'un cours d'eau pour créer une retenue ou exhausser le niveau en amont, ces types d'ouvrages barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche (Schleiss et Pougatsch, 2011).

### 1.1.2. But de la réalisation des barrages :

Le but principal de la réalisation des barrages, est l'accumulation de l'eau afin de compenser l'inégalité des apports de la rivière pour adapter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins, un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues.

### 1.1.3. Les différents types de barrage :

Un barrage est défini à partir de sa structure et/ou le matériau de sa construction. On distingue :

#### A. Barrages en béton :

- Barrage-poids (gravité)
- Barrages-voûtes
- Barrages à contreforts
- Barrages en béton compacté au rouleau (BCR)

#### B. Barrages en remblais :

- Barrages en terre homogène
- Barrages à noyau
- Barrages à masque

#### C. Barrages mobiles :

Ils ont une hauteur limitée, ils sont généralement édifiés en aval du cours des rivières, de préférence à l'endroit où la pente est la plus faible. On utilise généralement ce type de barrage pour rendre les rivières navigables en les canalisant (Bouchrit. Rouissat, 2010).

### 1.1.4. Etat des barrages en Algérie :

La figure (1.1) représente la variation des types des barrages en Algérie. L'étude a été réalisée sur 90 barrages. On remarque que la majorité des barrages sont en terre à cause de leur facilité de construction, leur coût et les disponibilités des gisements.

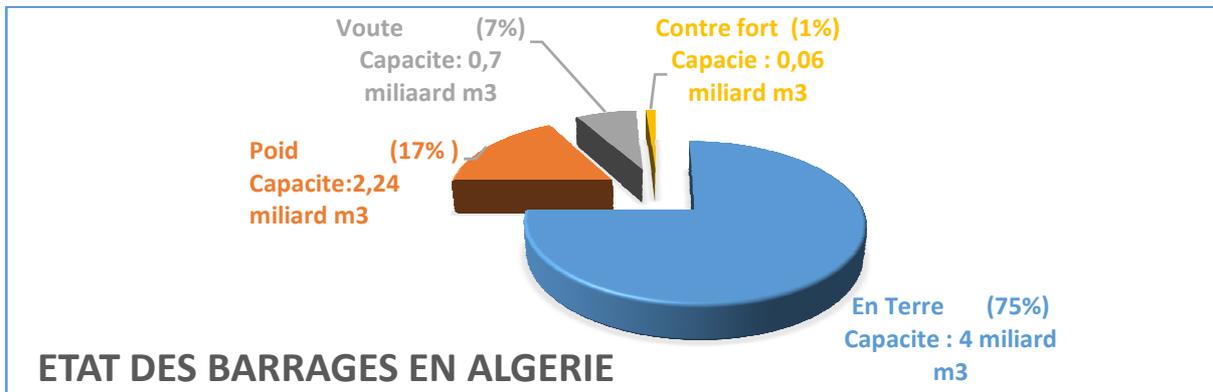


Figure 1.1: Etat des barrages en Algérie

### 1.1.5. Choix du site et de type de barrage:

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrage sont les suivants :

- La topographie et les apports du bassin versant,
- La morphologie de la vallée,
- Les conditions géologiques et géotechniques,
- Le contexte météorologique et le régime des crues,
- Sismicité de la région.

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions.

## 1.2. Conception Générale sur le projet :

### 1.2.1. Présentation du site de projet :

Le site de barrage de Bouzina se trouve à environ de 79.7 Km du centre de ville de Batna et à 11.7 Km du village de Bouzina et à 9.8 Km du village de Menaâ et à 30.3 Km sur la route nationale N°87 du village de Theniet El Abed (voir la figure 1.2)



Figure 1.2 : Site du projet (Google Earth)

Le site de barrage de Bouzina a les coordonnées suivantes du système WGS 84 : Latitude 35.227° °N; Longitude 6.017° °E. Il est situé à l'entrée de la gorge de l'oued de Bouzina à travers Kef el Ahmar. La figure suivante montre sa localisation dans la wilaya de Batna.



**Figure 1.3:** Localisation de site de barrage (MAP info)

L'aménagement de l'oued de Bouzina faisait l'objet de deux études préalablement réalisées :

- Etude de faisabilité réalisée par l'Entreprise Nationale des études hydrauliques (ENHYD) 1997
- Expertises et études complémentaires du barrage de Bouzina, wilaya de Batna, réalisées par le groupement des bureaux d'études Bonnard - Gardel & Stucky (2004 – 2007).

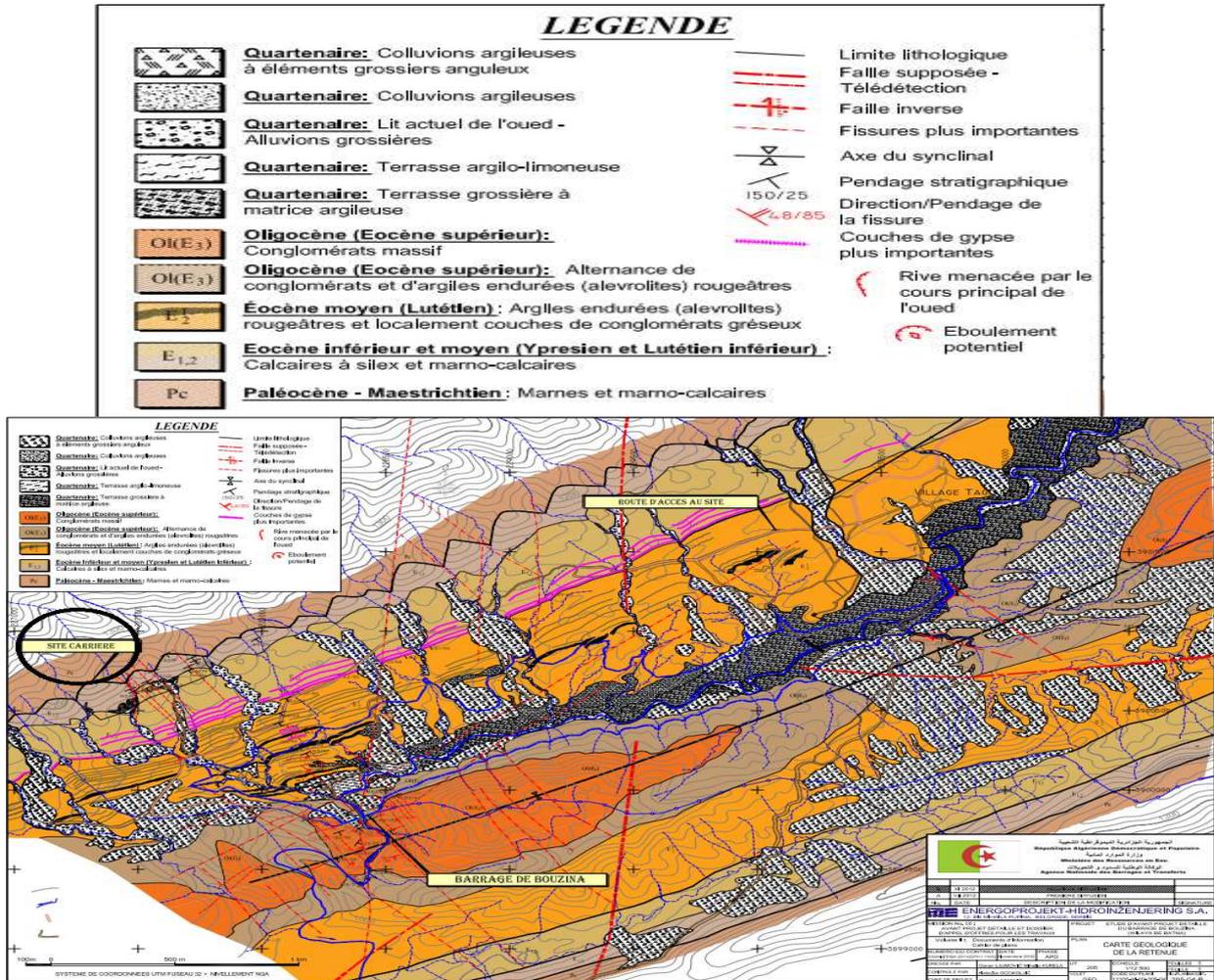
### **1.2.2. Caractéristiques du site du barrage :**

La localisation définitive de l'axe a été définie en tenant compte de la meilleure insertion dans la vallée, l'axe du barrage est rectiligne et perpendiculaire à la vallée.

Le site du barrage de Bouzina correspond à une vallée relativement fermée, faiblement asymétrique avec des inclinaisons de l'ordre de 40° en rive gauche, tandis que la pente de la rive droite est modérée environ 25° au niveau du pied jusqu'au milieu du profil et puis très abrupt presque verticale.

Le barrage reposera sur le terrain de fondations constituées par une succession de conglomérats massifs au sommet et alternance conglomérats/alévolites (argiles) rougeâtres endurées au fond de la vallée, disposés selon un plan de stratification parallèle à l'axe du barrage avec une pente de l'ordre de 25° à 35° vers l'aval.

Pour l'obtention des agrégats, la carrière potentielle, située environ 1.5 km à l'amont du site du barrage.



- **Figure 1.4:** Localisation de la carrière (Cahier de plans, ANBT, novembre 2012)

### 1.2.3. Implantation de chantier :

La figure suivante représente l'implantation des différentes installations de projet qui sont : la base de chantier, la carrière, la centrale de béton, et le barrage lui-même.



**Figure 1.5 :** Implantation du chantier (Google Earth)

#### 1.2.4. Caractéristiques générales du barrage de Bouzina :

Le début du rétrécissement de la vallée de l'oued de Bouzina représente l'emplacement qui a été adopté pour l'axe du barrage de Bouzina. Notamment, cet emplacement a été évalué comme endroit ayant les meilleures conditions morphologiques, topographiques, géologiques et géotechniques pour la construction d'un barrage poids. Une vue en plan de l'ouvrage est donnée dans la fig. 1.6.

Le barrage de Bouzina est un barrage poids, en béton compacté au rouleau (BCR). La cote de la crête du barrage est calée à 1050, formant une retenue dont la cote normale de la retenue est 1043. La hauteur prévue de barrage est de 76,5 m dans la partie non-déversante, la largeur de la crête de 8m, avec le parement amont vertical et le parement aval de la pente 1V:0,89H. Au niveau de la partie centrale de la fondation, la coupe transversale du barrage est d'une largeur de 63 m avec le joint de fondation légèrement inclinée vers le parement amont en vue d'assurer la stabilité du barrage. La longueur de la crête du barrage est de 180m environ.

Parmi les travaux injection-drainage il est prévu la réalisation d'un voile d'injection en-dessous et dans les flancs du barrage, la réalisation des injections de consolidation du rocher au contact avec le béton du barrage, réalisation d'un voile de drainage dans les fondations et dans les flancs du barrage, la réalisation d'un voile de drainage dans le corps du barrage.

Le barrage de Bouzina forme une retenue de volume de 18.2 millions $m^3$ , à la cote de la retenue normale 1045 m.

Il est estimé que le volume total du barrage de Bouzina est d'environ 284 000  $m^3$ , dont 210 000  $m^3$  est le BCR, et le reste de 74 000  $m^3$  est en béton conventionnel (BCV).

Il est prévu que l'accès à la rive gauche soit depuis la crête du barrage, par une structure de pont qui sera réalisée par-dessus de l'évacuateur de crue. Le pont repose sur quatre piles de 1.5 m d'épaisseur dans la section déversante. Le bord inférieur de la structure de pont est conçu de telle façon qu'un espace suffisant soit assuré pour une évacuation en sécurité des crues de projet, par-dessus du corps du barrage

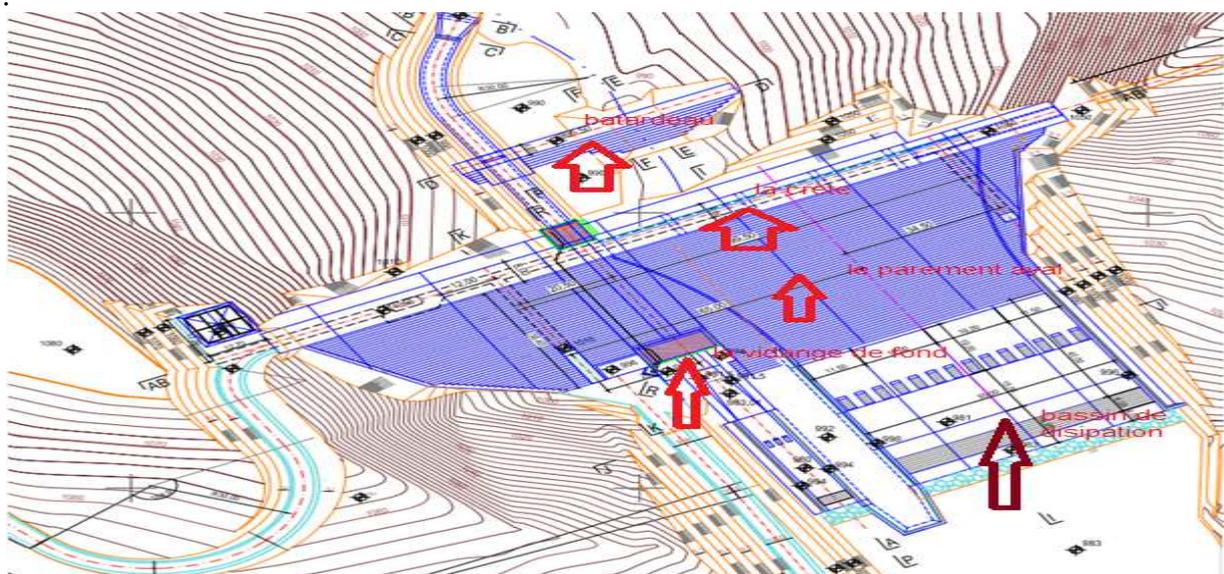
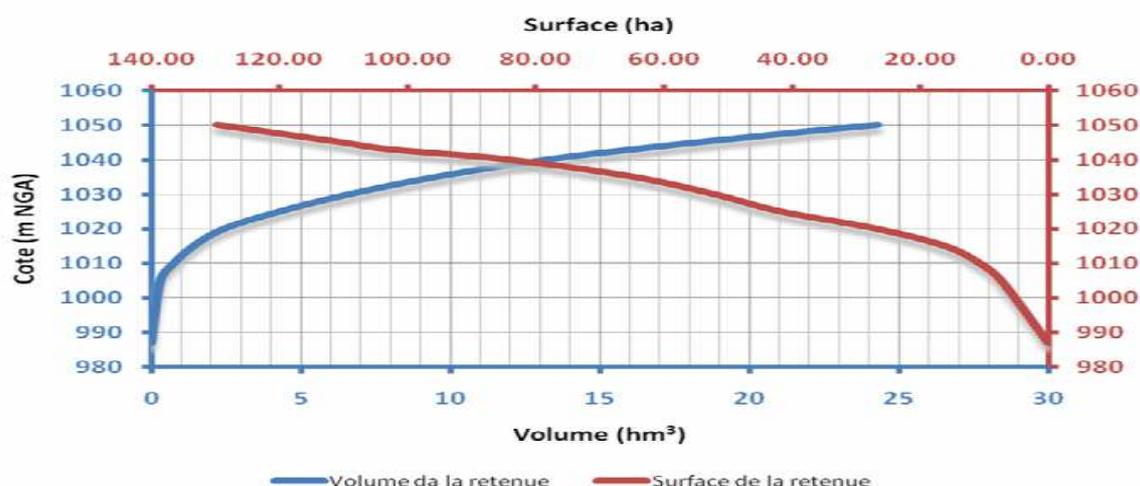


Figure 1.6 : Vue en plan de l'ouvrage (Cahier de plans ANBT novembre 2012)

### 1.2.5. Caractéristiques de la retenue :

La figure suivante représente le volume ( $\text{hm}^3$ ) et la surface (ha) de la retenue en fonction de la cote (NGA). On remarque le volume en bleu avec une variation logarithmique et surface en rouge varie avec la même chose en fonction de la cote.



**Figure 1.7 :** variation de volume et la surface par rapport à la cote (mémoire de synthèse ANBT novembre 2012)

### 1.2.6. Fiche Synoptique : ((mémoire de synthèse ANBT novembre 2012)

#### A. Situation :

- |                                   |                                  |
|-----------------------------------|----------------------------------|
| 1. Cours d'eau                    | Oued Bouzina                     |
| 2. Ville la plus proche           | Bouzina, Mena                    |
| 3. Fonction du barrage            | Eau potable, eau pour irrigation |
| 4. Volume régularisé annuellement | 3.16 $\text{hm}^3$               |

#### B. Caractéristiques hydrologiques :

- |   |                            |
|---|----------------------------|
| 1. Superficie du bassin versant naturel             | 161.8 $\text{km}^2$        |
| 2. Précipitations annuelles moyennes                | 277 mm                     |
| 3. Apport annuel moyen                              | 4.1 $\text{hm}^3$          |
| 4. Débit de pointe de la crue de projet (T=1000 a.) | 1360 $\text{m}^3/\text{s}$ |
| 5. Volume de la crue de projet (T=1000 a.)          | 27.3 $\text{hm}^3$         |
| 6. Transport solide annuel moyen                    | 60 000 $\text{m}^3$        |
| 7. Salinité moyenne                                 | 0.8 g/l                    |

#### C. Caractéristiques principales de la retenue :

- |   |                    |
|---|--------------------|
| 1. Cote de la Retenue Normale                 | 1 045.00 NGA       |
| 2. Cote des Plus Hautes Eaux                  | 1 049.00 NGA       |
| 3. Superficie de la retenue à la cote de RN   | 1.1 $\text{km}^2$  |
| 4. Capacité totale de la retenue à la cote RN | 18.2 $\text{hm}^3$ |

#### D. Caractéristiques principales du barrage en BCR :

- |                         |  |
|-------------------------|--|
| 1. Type Barrage poids   | en BCR   |
| 2. Terrain de fondation | Conglomérats en flancs et au fond<br>alternance de conglomérats /<br>alévolites - argiles endurées |

3. Hauteur maximum sur fondation	76.5 m
4. Longueur en crête	176.6 m
5. Largeur en crête	8 m
6. Largeur maximale au niveau du terrain naturel	63 m
7. Pente moyenne du parement amont	vertical
8. Pente moyenne du parement aval	0.89 H/1 V
9. Altitude de la crête du barrage	1 050.00 NGA
10. Altitude de la crête du déversoir	1 045.00 NGA
11. Volume total du corps du barrage	284 000.00 m <sup>3</sup>
12. Volume du BCV	74 0000.00m <sup>3</sup>
13. Volume du BCR	210 000.00 m <sup>3</sup>
14. Excavations	410 000.00 m <sup>3</sup>

### 1.2.7. Construction et mise en service de barrage de Bouzina :

#### Données contractuelles :

- Entreprise de réalisation : groupement ILCI-GUNSAYIL-ETRHB HADDAD
 

Montant initial total marché (TTC), en DA :	7 162 650 836
Ordre de service (ODS) :	16 janvier 2014
Délai initial :	38 mois
- Bureau d'études : ISL Ingénierie(France)
 

Montant initial total marché (TTC), en DA :	384 386 053
Ordre de service (ODS) :	08 juin 2014
Délai initial :	48 mois
- Assistance technique : groupe SM international INC. (canada)
 

Montant initial total marché (TTC), en DA :	207 164 706
Ordre de service (ODS) :	28 avril 2015
Délai initial :	44mois

### 1.3.2. Conséquence géotechnique :

#### 1.3.2.1. Etude de faisabilité :

Le site du barrage et la cuvette faisaient objet de deux campagnes de reconnaissances géologiques et géotechniques réalisées préalablement :

- Campagne de reconnaissance réalisée par ENHYD, en 1997, pour le besoin de l'étude de faisabilité du barrage de Bouzina.
- Campagne de reconnaissance réalisée par HYDRO-TECHNIQUE (U.T.S.), 2005-2006, pour les besoins d'expertise et études complémentaires de faisabilité du barrage de Bouzina dans la wilaya de Batna, réalisé par le groupe BG&STUCKY.

### 1.3.2.2. **Zonage géotechnique :**

Le barrage sera situé à l'entrée dans la gorge étroite formée par l'oued de Bouzina à travers les dépôts oligocènes. L'axe du barrage est parallèle avec le plongement des termes lithologiques qui partir du parement amont du barrage plongent vers l'aval. De cette manière, le barrage comprendra presque de toute sa superficie la partie supérieure de la série lithologique des conglomérats massifs durs. Le barrage sera fondé uniquement dans une petite partie dans la série moyenne des alternances des couches de conglomérat et des couches alévolites et argiles sableux durcies. Le batardeau amont sera appui complètement sur l'alternance des conglomérats et des argiles alévolites-sableux durcies.

La galerie de la vidange de fond à savoir la galerie de dérivation provisoire sera excavée dans le versant rocheux de conglomérat plongeant perpendiculairement par rapport à l'écoulement de l'oued de Bouzina et imposant la déviation à gauche. Les excavations comprendront, comme c'est le cas avec le barrage, deux séries lithologiques : partie amont sera excavée dans l'alternance conglomérat/argile alévolites sableux durcies tandis que la partie aval sera excavée dans la série des conglomérats massifs.

Tenant compte d'une telle position du barrage et des résultats des essais géologiques, géophysiques et géotechniques, le modèle géotechnique de fondation du barrage est constitué de trois zones géotechniques :

#### • **Zone 1 - Terrains de couverture.**

Cette zone est constituée de la partie supérieure de l'assise composée, dans ce cas, des matériaux de débris et matériaux altérés (colluvion, alluvion et alternance des conglomérats et alévolites). De l'aspect géotechnique, il s'agit des matériaux avec le facteur RQD zéro, qui sont en principe de faible résistance et de faible qualité comme fondation du barrage.

Sur la rive gauche, la zone supérieure géotechnique est plus épaisse et elle est liée avec le dépôt colluvial exprimé atteignant une profondeur de 5 m. Sur la rive droite cet épaisseur est inférieure et ne dépasse pas 3m. Au fond de la vallée, la zone est d'une épaisseur de 5 m et elle est liée au sol alluvial qui, parfois, ne se présente pas avec les couches de conglomérats résistants affleurant.

#### • **Zone 2 - Substratum rocheux très décomprimé et altéré.**

Cette zone intermédiaire est reconnue avant tout sur la base des essais sismiques géophysiques comme zone de changement du massif rocheux. Cette zone est formée dans la série d'alternance conglomérat/alévolites et dans la série des conglomérats massifs. Son épaisseur n'est pas importante et ces caractéristiques de résistance et déformation du point de vue de fondation du barrage sont défavorables. Cette zone géotechnique est d'une profondeur variable, l'alternance profonde du massif rocheux est résultat d'une fracturation forte atteignant la profondeur 16m et 22m. Son pourcentage de récupération est d'environ 60 au 100% et son facteur RQD est très variable allant en principe de 20 au 60% ; il s'agit du massif de qualité faible à moyenne (SIMR).

#### • **Zone 3 - Massif rocheux plus compact, peu fracturé et altéré.**

Cette zone géotechnique est constituée des formations alévolites et conglomérats. Les profondeurs minimales d'apparition de la zone inférieure sont à 20-30m sur les rives et 15-35m au niveau du lit d'oued. Cette zone a le pourcentage de récupération d'environ 80%-100% et le facteur RQD qui est en moyenne 70-80% ; il s'agit du massif de qualité moyenne à très bonne (SIMR).

Les caractéristiques des zones géotechniques basées sur les reconnaissances et l'impression géologique générale sont estimées et présentées dans le tableau ci-après

### 1.3.2.3. Hypothèses pour l'étude de stabilité:

Les Deux zones géotechniques importantes pour les excavations et la fondation du barrage, sont délimitées, notamment :

- **Zone 2** - Substratum rocheux très décomprimé et altéré
- **Zone 3** - Massif rocheux plus compact, peu fracturé et altéré

Les caractéristiques géotechniques par ces deux zones sont résumées ci-dessous :

	<b>RQD</b>	$V_S$ (m/s)	$V_P$ (m/s)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	<b>E</b> (MPa)	<b>D</b> (MPa)	$R_C$ (MPa)	$R_t$ (MPa)	<b>c</b> (MPa)	$\phi$ (°)
<b>Zone 2</b>	50%	1,060	1,866	2.50	1,708	492	28	3	0.2	30
<b>Zone 3</b>	77%	1,989	3,998	2.63	11,381	5,718	45	6	1.5	36

**Tableau 1.1 :** Caractéristiques géotechniques (mémoire de synthèse ANBT novembre 2012)

L'application de la méthode Hoek Brown aux conglomérats et alévolites des fondations du barrage, permet de calculer les caractéristiques de la résistance et de la déformabilité.

Le Tableau ci-dessous fournit le résumé du calcul effectué.

<b>Matériau</b>	<b>RMR</b>	<b>GSI</b>	<b>c (MPa)</b>	$\phi$ (°)	<b>D (MPa)</b>
<b>Alévolites</b> (masse rocheuse)	49	45	1.7	32	2,200
<b>Conglomérats</b> (masse rocheuse)	59	55	4.0	37	7,050

**Tableau 1.2 :** Caractéristiques mécaniques estimées sur la base du critère Hoek Brown (mémoire de synthèse ANBT novembre 2012)

Comme il a été recommandé de réaliser la fondation du barrage dans la Zone 3 et compte tenu du fait que dans le fond de fouille les deux masses rocheuses sont présentes, le rapport de Conglomérats/Alévolites étant estimé à 65/35 %.

Les valeurs suivantes de résistance au cisaillement et de déformabilité sont proposées pour les calculs statistiques :

- Cohésion  $c = 1.0$  MPa,
- Angle de frottement interne  $\phi = 35^\circ$ ,
- Module de déformabilité  $D = 4\,500$  MPa

# Chapitre 2

## **Calcul de la Stabilité**

## Chapitre 2 : Calcul de la Stabilité

### 2.1. Introduction :

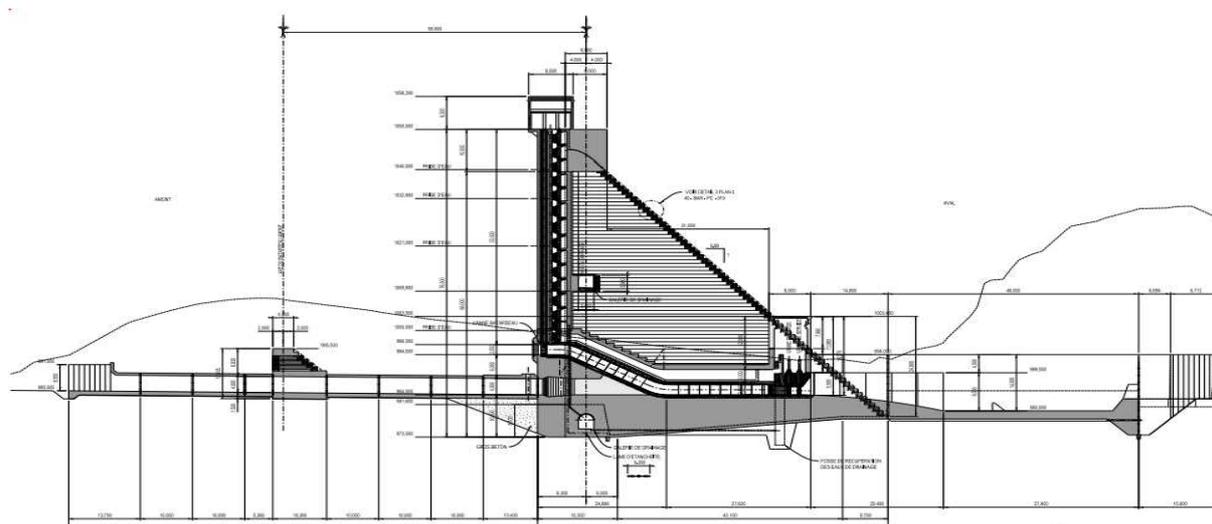
Pour les besoins du contrôle et de la définition de la géométrie du barrage de Bouzina, les calculs de stabilité générale de l'ouvrage et le contrôle des efforts au niveau du fond de fouille ont été mis en place. La stabilité de la coupe la plus haute déversante du barrage et la coupe la plus haute non déversante du barrage a été vérifiée par ce calcul. Les calculs de stabilité contre le glissement, le renversement et le flottement des sections mentionnées du barrage, ainsi que les calculs des efforts au niveau du fond de fouille ont été effectués.

### 2.2. Analyse des charges:

Les effets des charges suivants ont été analysés :

#### 2.2.1. Poids propre du béton du barrage

Les caractéristiques géométriques de la section ont été reprises du plan établi par le logiciel Auto-CAD.



**Figure 2.1 :** Coupe transversale montre la forme géométrique de la section du barrage (note de calcul, ANBT, janvier 2013)

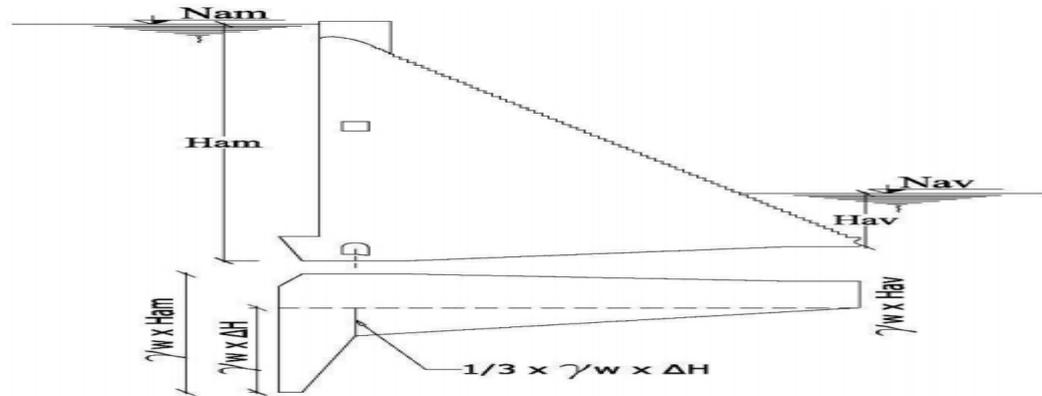
#### 2.2.2. Pression hydrostatique

Les pressions hydrostatiques du côté amont et du côté aval du barrage ont été analysées pour les régimes de fonctionnement de l'ouvrage suivants :

- Régime de fonctionnement normal – Amont : cote de retenue normale 1045.00 m  
Aval : eau d'aval au niveau du fond de fouille du barrage,
- Venue d'eau T = 1000 an – Amont : cote de l'eau dans la retenue 1049.00 m  
Aval : eau d'aval à la cote 995.00 m,
- Venue d'eau T = 10 000 an – Amont : cote de l'eau dans la retenue 1050.00 m  
Aval : eau d'aval à la cote 997.30 m.

### 2.2.3. Sous-pressions au niveau du fond de fouille

L'effet de la sous-pressions a été calculé avec les grandeurs données dans le schéma ci-après. Il est supposé que l'efficacité du voile d'injection et du système de drainage, est telle que la partie filtrante de la sous pressions diminue à un tiers de la sous pressions totale, dans l'axe du drainage.



**Figure 2.2:** Présentation schématique de la charge due à la sous pression (note de calcul, ANBT janvier 2013)

### 2.2.4. Pression du débit solide :

Il est estimé qu'après une période de 50 ans, le volume mort de la retenue de Bouzina sera de 3 hm<sup>3</sup>. Si on suppose un envasement uniforme de la retenue, la cote des débits solides sera de 1021.00 m. Ayant en vue le fait qu'en réalité l'envasement de la retenue se déroule de manière que les cotes des débits solides diminuent de l'amont vers l'aval et vu l'existence d'un batardeau amont dans la retenue également en phase d'exploitation, on peut s'attendre à ce que la cote des débits solides soit considérablement inférieure à 1021.00 m. La cote adoptée pour les besoins du présent calcul est de 1010.00 m.

Les caractéristiques du débit solide ont été adoptées ainsi que suit :

- Poids volumique du débit solide à l'état sec  $\gamma_n = 18,0 \text{ kN/m}^3$ ,
- Angle de frottement interne du débit solide  $\phi_i = 25^\circ$ .

Le calcul à été effectué avec la pression du débit solide au repos, sauf en cas de charge lors d'un séisme, en compte la poussée active du sol.

### 2.2.5. Effets sismiques

Dans le cadre de l'étude de sismicité ont été données les intensités des séismes avec les accélérations suivantes :

- SBE 0.15g : a = 0.11g (période de retour de 150 ans).
- SMD 0.25g : a = 0.22g (période de retour de 1000 ans).

Le calcul de stabilité du barrage à été effectué pour le cas de séisme SMD, en considérant un séisme à deux composantes, avec les coefficients sismiques totaux suivants :

- A la direction horizontale:  $K_{SH} = \frac{2}{3} \cdot \frac{a_{\max}(SMD)}{8} = 0.147$
- A la direction verticale:  $K_{SV} = \frac{1}{2} \cdot K_{SH} = 0.073$

### 2.3. Combinaison des charges:

Le calcul de stabilité au glissement, au renversement et au flottement à été effectué pour un plan de glissement incliné du fond de fouille, formant un angle de  $6^\circ$  par rapport à l'horizontale. Le renversement autour du point le plus aval de la section à été vérifié. Les combinaisons des charges suivantes ont été analysées :

- **Combinaison I** : Niveau normal de l'eau d'amont : 1045.0 m d'altitude  
Niveau de l'eau d'aval : au niveau du bord aval du fond de fouille,
- **Combinaison II** : Niveau maximal de l'eau d'amont (T=1000 an) : 1049.00 m d'altitude ; Niveau de l'eau d'aval (T=1000 an): 995.00 m d'altitude
- **Combinaison III** : Niveau maximal de l'eau d'amont (T=10000 an) : 1050.00 m d'altitude ; Niveau de l'eau d'aval (T=10000 an) : 997.30 m d'altitude
- **Combinaison IV** : Niveau normal de l'eau d'amont : 1045.0 m d'altitude  
Niveau de l'eau d'aval : au niveau du bord aval du fond de fouille,

Effet du séisme :  $K_{sh}=0.147$ ,  $K_{sv}=0.073$ .

Le calcul des efforts au niveau du fond de fouille est effectué pour le plan horizontal correspondant. En plus de 4 combinaisons de charge mentionnées ci-dessus, pour le calcul des efforts a été pris en considération également le cas de charge 0, qui représente le cas de charge immédiatement après la construction, la retenue vide.

### 2.4. Paramètres de résistance du fond de fouille

Compte tenu des résultats des travaux de reconnaissance géotechniques et des valeurs de paramètres pour le massif de la fondation de la partie centrale du barrage, qui consiste en une série d'alternance de conglomérats et d'alvéolites, les valeurs suivantes sont adoptées pour le calcul de stabilité :

- Angle de cisaillement en contact du béton – roche :  $\phi_r = 35^\circ$ ,
- Cohésion  $c = 0 \text{ kN/m}^2$ ,
- Résistance à la compression uniaxiale :  $\sigma_c = 30 \text{ MPa}$ .

### 2.5. Coefficients de sécurité minimums nécessaires :

Dans le tableau ci-dessous figurent les coefficients de sécurité minimaux nécessaires contre le glissement, renversement et flottement, conformément aux recommandations d'USBR, donnés selon les combinaisons des charges :

		<b>Glissement</b>	<b>Renversement</b>	<b>Flottement</b>
1.	Combinaison I	1,30	1,50	1,50
2.	Combinaison II	1,10	1,30	1,10
3.	Combinaison III	1,05	1,10	1,10
4.	Combinaison IV	1,05	1,10	1,30

**Tableau 2.1** : Coefficients de sécurité minimaux (note de calcul, ANBT, janvier 2013)

## 2.6. Représentation détaillée du calcul :

Les paramètres géotechnique utilise pour les calculs de la stabilité sont les suivant :

$\gamma_n = 18 \text{ kN/m}^3$	Poids volumique du débit solide
$c = 0 \text{ kg/cm}^2$	Cohésion au contact béton - roche
$\phi_i = 25^\circ$	Angle du frottement interne du débit solide = 0.44 rad
$k = 0.58$	Coefficient de la pression du débit solide au repos $k = 1 - \sin(\phi_i)$
$\phi_r = 35^\circ$	Angle du frottement du béton – roche = 0.61 rad
$\gamma_r = 25.0 \text{ kN/m}^3$	Poids volumique de la roche
$\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$	Poids volumique de l'eau
$\gamma_b = 24.0 \text{ kN/m}^3$	Poids volumique du béton
$b = 1.0 \text{ m}$	Largeur de la coupe
$a_{\max} = 2.20 \text{ m/s}^2$	Accélération du sol maximale lors du séisme
$K_{sh} = 1.47/g$	Coefficient sismique total de la direction H ( $2/3 * a_{\max}/g$ )
$K_{sh} = 0,73/g$	Coefficient sismique total de la direction V ( $1/3 * a_{\max}/g$ )
$K_a = 0.406$	Coefficient de la pression du débit solide active (partie statique)
$K_a = \text{tg}^2(45 - \phi_i/2)$	

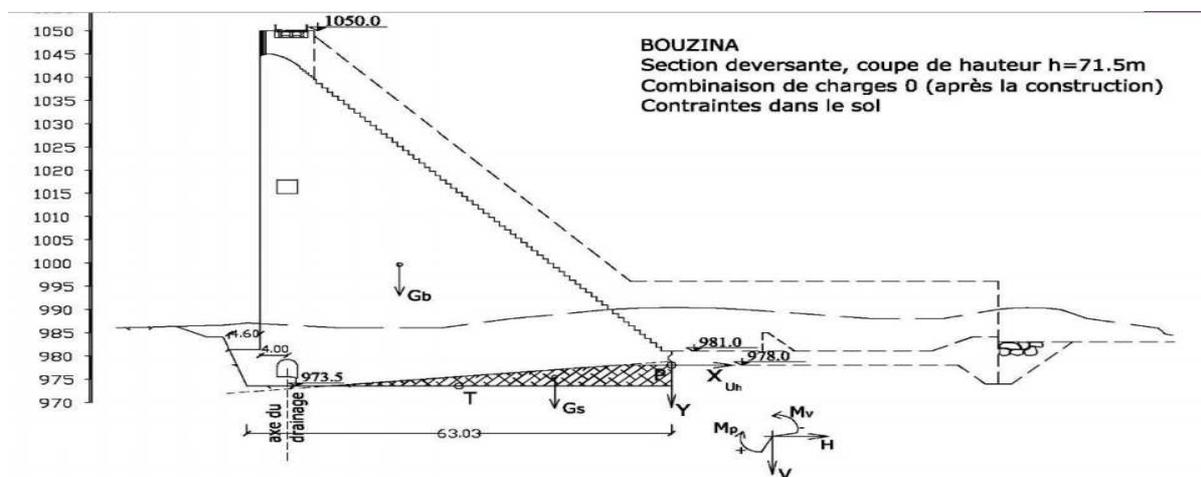
$C_{sa} = 0.109$  Coefficient de la pression du débit solide active (partie sismique)

$C_a = 0.515$  Coefficient de la pression du débit solide active (total)

$$C_a = \frac{\cos^2(\varphi - \phi)}{\cos^2\phi \left(1 + \sqrt{\frac{\sin^2\varphi \sin^2(\varphi - \phi)}{\cos\phi}}\right)} \quad \phi = \arctg\left(\frac{a \cdot h}{g}\right)$$

### 2.6.1. Section déversante :

#### 2.6.1.1. Section déversante – Combinaison de charges 0



**Figure 2.3:** Section déversante – Combinaison de charges 0 (note de calcul, ANBT, janvier 2013)

### 2.6.1.1.1. Combinaison de charges 0 Contraintes dans le sol :

Cas de charge immédiatement après la construction, alors les charges analysées sont les charges dues au poids propre du barrage et de la roche en dessus de la cote 973.50 m.

Charge	V	Xp	Xt	M
	kN	M	M	kN.m
Poids propre du barrage	56306	-40.41	-8.89	-500759
Poids propre du Roche	3309	-17.33	14.19	46961
$\Sigma V =$	59616		$\Sigma M =$	-453797

**Tableau 2.2:** Résultats obtenus (Section déversante – Combinaison de charges 0 ‘contrainte dans le sol’)

**Avec :**

$x_t$  = distance horizontale entre le point des forces verticales et le centre de gravité du joint de fondation

$x_p$  = distance horizontale entre le point des forces verticales et le point P

$d =$  63.03 m longueur de la section analysée

$d/2 =$  31.52 m

$b =$  1.00 m largeur de la section analysée

$A = d * b =$  63.0 m<sup>2</sup> surface du joint de fondation

$W = \frac{b * d^2}{6} =$  662 m<sup>3</sup> moment de résistance du joint de fondation

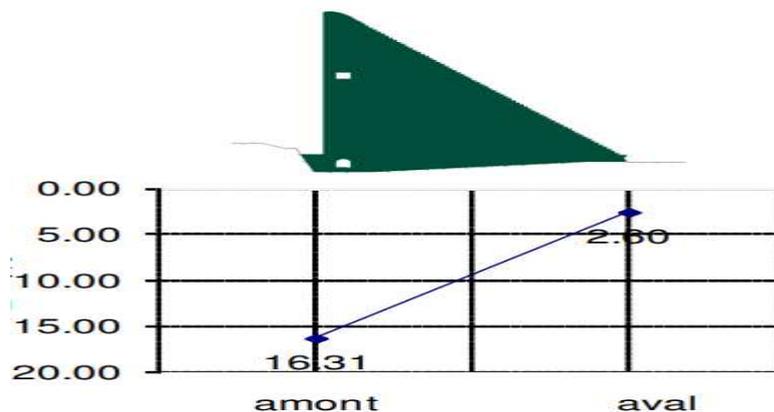
**Les contraintes sont :**

$\sigma_n = \Sigma V / A =$  946 kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de la force verticale

$\sigma_m = \Sigma M / W =$  -685 kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de l'excentricité de la force verticale

$\sigma_n - \sigma_m =$  1631 kN/m<sup>2</sup> = 16.31 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement amont

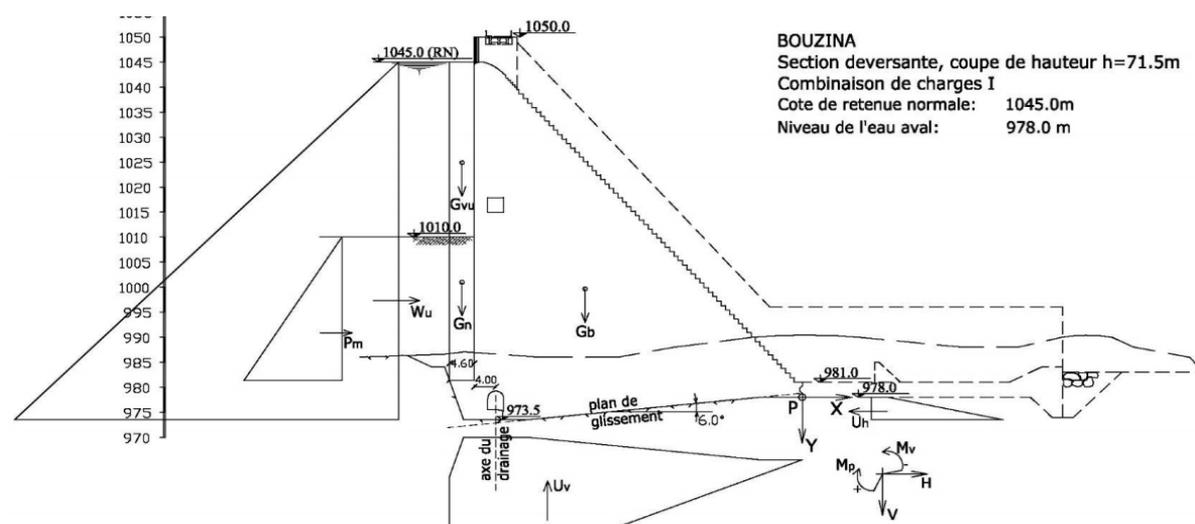
$\sigma_n + \sigma_m =$  260 kN/m<sup>2</sup> = 2.60 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement aval



**Figure 2.4:** Contraintes (plans horizontale à la cote 973,5m) (note de calcul, ANBT, janvier 2013)

### 2.6.1.2. Section déversante – Combinaison de charges I :

- Les différentes charges appliquées sont illustrées ci-dessous :



**Figure 2.5 :** Section déversante – Combinaison de charges I (note de calcul, ANBT, janvier 2013)

#### 2.6.1.2.1. Combinaison de charges I Stabilité :

- Les informations de la section sont les suivantes :

Cote de retenue normale	1045.00m	Hauteur de la colonne d'eau	71.50 m
Niveau de l'eau aval	978.00 m	Hauteur de la colonne d'eau	0.00 m
Cote de la fondation du côté amont	973.50 m	Cote de la fondation du côté aval	978.00 m
Inclinaison du plan de glissement $\alpha=6.0^\circ$	$=0.10$ rad	$\cos(\alpha)=0.99$	$\sin(\alpha)= 0.10$
Cote du débit solide du côté amont	1010.00m	Hauteur du débit solide =	28.70m
Cote inférieure du béton du côté aval	978.00m		

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	M(P)	M(V)
		[kN]		[m]		[kN.m]	
Poids propre du barrage	Gb	56306		-41.4			2275247
Poids de l'eau en amont	Gvu	2930		-63.3			185564
Poids du débit solide	Gn	1452		-63.3			91966
Sous - pression verticale	Uv	-12302		-47.3		582837	
Pression du débit solide au repos	Pm		2617		-12.8	33667	
Eau amont	Wu		25561		-19.3	494184	
Sous - pression horizontale	Uh		-621		2.83	1757	
	$\Sigma$	48387	27557		$\Sigma$	1112445	2552777

**Tableau 2.3:** Résultat obtenu (Section déversante – Combinaison de charges I ‘stabilité’)

- **Coefficient de sécurité contre le glissement** : il est calculé par  $K = tg \phi_r \cdot \frac{N}{T}$

$$V = \sum V = 48387 \text{ KN} \quad V \cos(\alpha) = 48122 \text{ KN} \quad V \sin(\alpha) = 5055 \text{ KN}$$

$$H = \sum H = 27557 \text{ KN} \quad H \cos(\alpha) = 27406 \text{ KN} \quad H \sin(\alpha) = 2879 \text{ KN}$$

$$N = V \cos(\alpha) + H \sin(\alpha) = 51001 \text{ KN}$$

$$T = H \cos(\alpha) - V \sin(\alpha) = 22351 \text{ KN} \quad tg(\phi_r) = 0.77$$

H: force horizontal par rapport le plan incline, V: force vertical par rapport le plan incline

D'où :

$K = 1.60 > 1.30$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le renversement autour du point 'P'** : il est calculé par

$$k = \frac{\sum M_p}{\sum M_v}$$

$K = 2.29 > 1.50$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le renversement.

- **Coefficient de sécurité contre le flottement** : il est calculé par  $k = \frac{V_d}{V_g}$

$$V_d = G_b + G_{vu} + G_n = 60689 \text{ kN}$$

$$V_g = -U_v = 12302 \text{ KN}$$

D'où :  $K = 4.93 > 1.50$  le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

### 2.6.1.2.2. Combinaison de charges Contraintes dans le sol :

- Les informations de la section sont les suivant :

Cote de retenue normale 1045 .00 m

Niveau de l'eau aval 978.00 m

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	Xt	Yt	M(v)	M(h)
		[kN]		[m]				[kNm]	
Poids propre du barrage	Gb	56306		-		-8.89		-	
				41.41				500759	
Poids de l'eau en amont	Gvu	2930		-		-		-	
				63.33		31.81		-	93218
Poids du débit solide	Gn	1452		-		-		-	
				63.33		31.81		-	46199
Sous - pression verticale	Uv	-12302		-		-		195153	
				47.38		15.86			
Pression du débit solide au repos	Pm		2617		-		17.37		45442
					12.87				
Eau amont	Wu		25561		-		23.83		609210
					19.33				
Sous - pression horizontale	Uh		-101			3.00		1.50	-152
Poids de la roche	Gs	1986		-17.3		14.19		28177	
	$\Sigma_{V=}$	50373						-	654500
		<b>kN</b>						416846	
							$\Sigma_{M=}$		<b>237654 kN.m</b>

**Tableau 2.4:** Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges I 'contrainte dans le sol')

**Avec :**

$y_t$  = distance verticale entre le point des forces horizontales et le centre de gravité du joint de fondation

$x_t$  = distance horizontale entre le point des forces verticales et le centre de gravité du joint de fondation

$d =$  63.03 m longueur de la section analysée

$d/2 =$  31.52 m

$b =$  1.00 m largeur de la section analysée

$A = d * b =$  63.0 m<sup>2</sup> surface du joint de fondation

$W = \frac{b * d^2}{6} =$  662 m<sup>3</sup> moment de résistance du joint de fondation

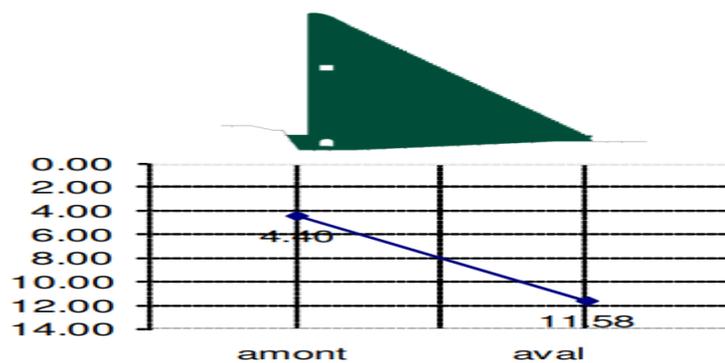
**Les contraintes sont :**

$\sigma_n = \Sigma V / A =$  799 kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de la force verticale

$\sigma_m = \Sigma M / W =$  359 kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de l'excentricité de la force verticale

$\sigma_n - \sigma_m =$  440 kN/m<sup>2</sup> = 4.40 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement amont

$\sigma_n + \sigma_m =$  1158 kN/m<sup>2</sup> = 11.58 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement aval

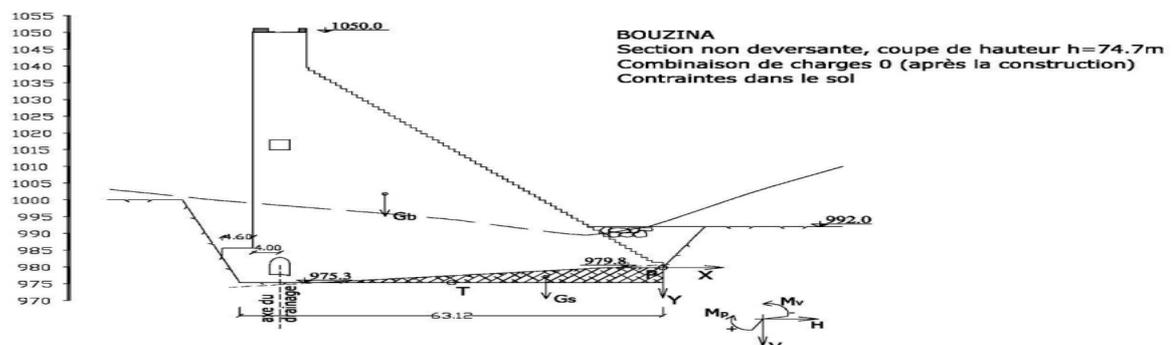


**Figure 2.6:** Contraintes (plan horizontale à la cote 973,5m) (note de calcul, ANBT, janvier 2013)

## 2.6.2. Section non déversante :

### 2.6.2.1. Section non déversante – Combinaison de charges 0 :

- Les différent charge applique sont illustre ci-dessous :



**Figure 2.7 :** Section non déversante – Combinaison de charges 0 (note de calcul, ANBT, janvier 2013)

### 2.6.2.1.1. Combinaison de charges Contraintes dans le sol :

Cas de charge immédiatement après la construction. Il est analysé le plan horizontal à la cote 975.30 m, et les charges analysées sont les charges dues au poids propre du barrage et de la roche en dessus de la cote 975.30 m

Charge	V	Xp	$\Delta x$	M
-	kN	M	M	kNm
Béton	55159	-41.43	-9.87	-544377
Roche	3340	-17.45	14.11	47122
$\Sigma V =$	58499		$\Sigma M =$	497254

**Tableau 2.8 :** Résultat obtenue (Section non déversante – Combinaison de charges 0 ‘contrainte dans le sol’)

**Avec :**

$\Delta x$  = distance horizontale entre le point des forces verticales et le centre de gravité du joint de fondation

$d =$  63.12 m longueur de la section analysée

$d/2 =$  31.56 m

$b =$  1.00 m largeur de la section analysée

$A = d * b =$  63.1 m<sup>2</sup> surface du joint de fondation

$W = \frac{b * d^2}{6} =$  664 m<sup>3</sup> moment de résistance du joint de fondation

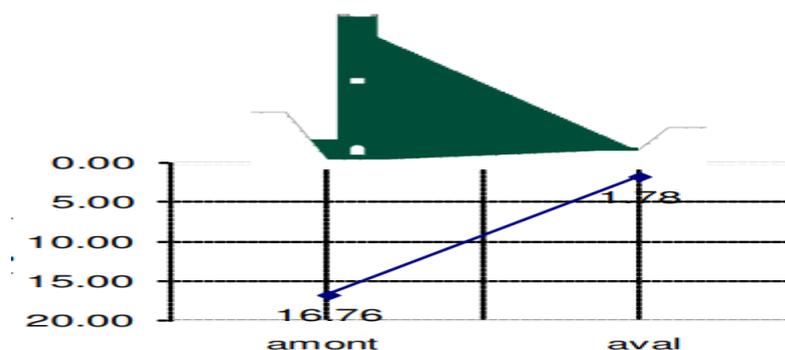
**Les contraintes sont :**

$\sigma_n = \Sigma V / A =$  927 kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de la force verticale

$\sigma_m = \Sigma M / W =$  -749 kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de l'excentricité de la force verticale

$\sigma_n - \sigma_m =$  1676 kN/m<sup>2</sup> = 16.76 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement amont

$\sigma_n + \sigma_m =$  178 kN/m<sup>2</sup> = 1.78 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement aval

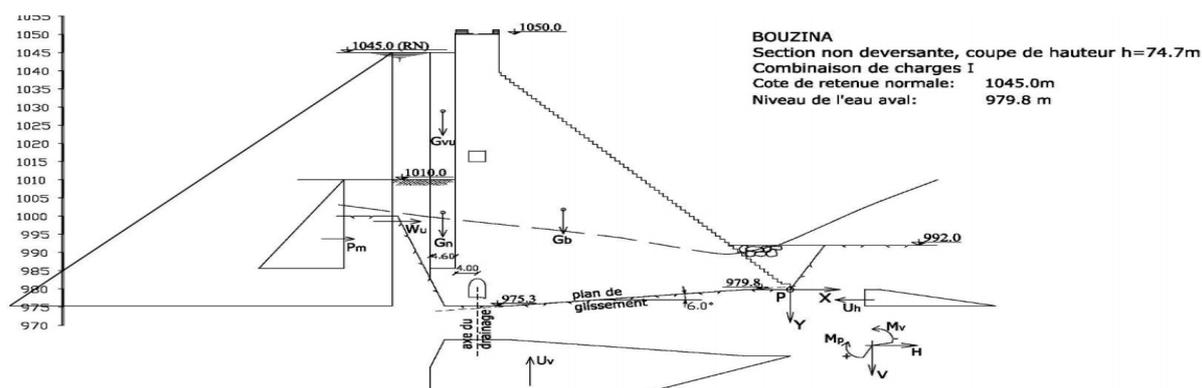


**Figure 2.8 :** Contraintes (plan horizontale à la cote 973,5m) (note de calcul, ANBT, janvier 2013)

**Remarque :** Le calcul des autres combinaisons se trouve dans l'annexe

## 2.6.2.2. Section non déversante – Combinaison de charges I :

- Les différent charge applique sont illustre ci-dessous :



**Figure 2.9 :** Section non déversante – Combinaison de charges I (note de calcul, ANBT, janvier 2013)

### 2.6.2.2.1. Combinaison de charges I Stabilité :

- Les informations de la section sont les suivant :

Cote de retenue normale	1045.00 m	Hauteur de la colonne d'eau	69.70 m
Niveau de l'eau aval	979.80 m	Hauteur de la colonne d'eau	00.00 m
Cote de la fondation du côté amont	975.30 m	Cote de la fondation du côté aval	979.80m
Inclinaison du plan de glissement	$\alpha=6.0^\circ = 0.10 \text{ rad}$	$\cos(\alpha)=0.99$	$\sin(\alpha)= 0.10$
Cote du débit solide du côté amont	1010.00m	Hauteur du débit solide =	24.40 m
Cote inférieure du béton du côté aval	979.80m		

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	M(P)	M(V)
		[kN]		[m]		[kNm]	
Poids propre du barrage	Gb	55159		- 41.43			2285199
Poids de l'eau en amont	Gvu	2733		- 63.43			173339
Poids du débit solide	Gn	1235		- 63.43			78341
Sous - pression verticale	Uv	-12045		- 47.46		571602	
Pression du débit solide au repos	Pm		1891		-13.92	26333	
Eau amont	Wu		24290		- 18,73	455041	
Sous - pression horizontale	Uh		-601		2.84	1708	
	$\Sigma=$	<b>47082kN</b>		25580		$\Sigma=$ 1054684	2536879

**Tableau 2.6 :** Résultat obtenue (Section non déversante – Combinaison de charges I ‘stabilité’)

- **Coefficient de sécurité contre le glissement** : il est calculé par  $K = tg \phi \cdot \frac{N}{T}$

$$V = \sum V = 47082 \text{ KN} \quad V \cos(\alpha) = 46825 \quad V \sin(\alpha) = 4919 \text{ [KN]}$$

$$H = \sum H = 25580 \text{ KN} \quad H \cos(\alpha) = 25440 \quad H \sin(\alpha) = 2673 \text{ [KN]}$$

$$N = V \cos(\alpha) + H \sin(\alpha) = 49497 \text{ KN}$$

$$T = H \cos(\alpha) - V \sin(\alpha) = 20521 \text{ KN} \quad Tg(\phi_r) = 0.70$$

$K = 1.69 > 1.30$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le renversement autour du point 'P'** : il est calculé par

$$k = \frac{\sum M_p}{\sum M_v}$$

$K = 2.41 > 1.50$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le flottement** : il est calculé par  $k = \frac{V_d}{V_g}$

$$V_d = G_b + G_{vu} + G_n = 59127 \text{ kN}$$

$$V_g = -U_v = 12045 \text{ KN}$$

$K = 4.91 > 1.50$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

### 2.6.2.2.2. Combinaison de charges Contraintes dans le sol :

- Les informations de la section sont les suivant :

Cote de retenue normale 1045.00m

Niveau de l'eau aval 979.80m

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	Xt	Yt	M(v)	M(h)
		[kN]		[m]				[kNm]	
Poids propre du barrage	G <sub>b</sub>	55159		-41.43		-9.87		-544377	
Poids de l'eau en amont	G <sub>vu</sub>	2733		-63.43		-31.87		-78090	
Poids du débit solide	G <sub>n</sub>	1235		-63.43		-31.87		-39360	
Sous - pression verticale	U <sub>v</sub>	-12045		-47.46		-15.90		191468	
Pression du débit solide au repos	P <sub>m</sub>		1891		-13.92		18.42		34844
Eau amont	W <sub>u</sub>		24290		-18.73		23.23		564348
Sous - pression horizontale	U <sub>h</sub>		-101		3.00		1.50		-152
Poids de la roche	G <sub>s</sub>	2004		-17.45		14.11		28273	
	$\Sigma_{V=}$	49086kN						-451086	599040
								$\Sigma_{M=}$	147954 kNm

**Tableau 2.7** : Résultat obtenue (Section non déversante – Combinaison de charges I ‘contrainte dans le sol’)

**Avec :**

$Y_t$  = distance verticale entre le point des forces horizontales et le centre de gravité du joint de fondation

$X_t$  = distance horizontale entre le point des forces verticales et le centre de gravité du joint de fondation

$d =$  63.12 m longueur de la section analysée

$d/2 =$  31.56 m

$b =$  1.00 m largeur de la section analysée

$A = d * b =$  63.1 m<sup>2</sup> surface du joint de fondation

$W = \frac{b * d^2}{6} =$  664 m<sup>3</sup> moment de résistance du joint de fondation

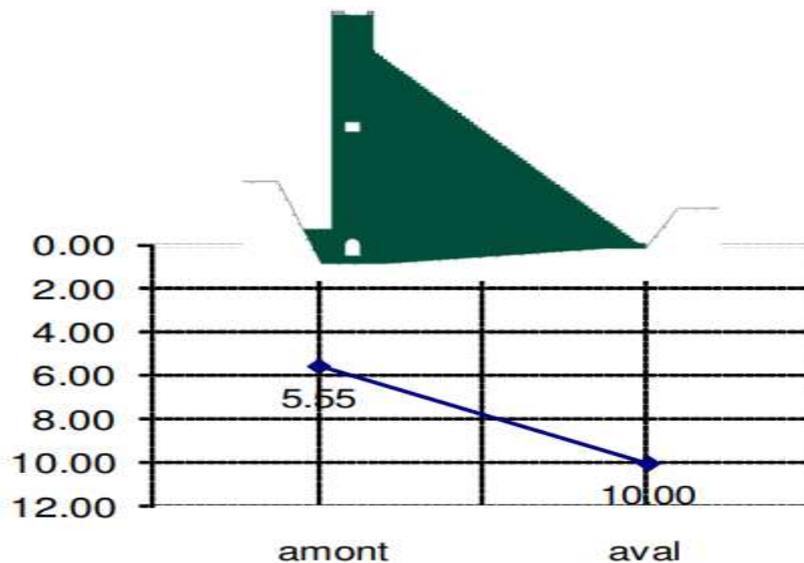
**Les contraintes sont :**

$\sigma_n = \Sigma V / A =$  778 kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de la force verticale

$\sigma_m = \Sigma M / W =$  233 kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de l'excentricité de la force verticale

$\sigma_n - \sigma_m =$  555 kN/m<sup>2</sup> = 5.55 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement amont

$\sigma_n + \sigma_m =$  1000 kN/m<sup>2</sup> = 10.00 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement aval



**Figure 2.10:** Contraintes (plan horizontale à la cote 973,5m) (note de calcul, ANBT, janvier 2013)

**Remarque :** Le calcul des autres combinaisons se trouve dans l'annexe

## 2.7. Résultats du calcul de stabilité:

### 2.7.1. Section déversante :

			Glissement	Renversement	Flottement
1.	Combinaison I	Coefficient de sécurité nécessaire	1.30	1.50	1.50
		Coefficient de sécurité de calcul	1.60	2.29	4.93
2.	Combinaison II	Coefficient de sécurité nécessaire	1,10	1,30	1,10
		Coefficient de sécurité de calcul	1.16	1.74	2.85
3.	Combinaison III	Coefficient de sécurité nécessaire	1,05	1,10	1,10
		Coefficient de sécurité de calcul	1.10	1.67	2.69
4.	Combinaison IV	Coefficient de sécurité nécessaire	1,05	1,10	1,30
		Coefficient de sécurité de calcul	1.06	1.70	3.69

**Tableau 2.8 :** Résultat finale (Section déversante)

### 2.7.2. Section non déversante :

			Glissement	Renversement	Flottement
1.	Combinaison I	Coefficient de sécurité nécessaire	1.30	1.50	1.50
		Coefficient de sécurité de calcul	1.69	2.41	4.91
2	Combinaison II	Coefficient de sécurité nécessaire	1,10	1,30	1,10
		Coefficient de sécurité de calcul	1.34	1.84	2.98
3.	Combinaison III	Coefficient de sécurité nécessaire	1,05	1,10	1,10
		Coefficient de sécurité de calcul	1.29	1.77	2.82
4.	Combinaison IV	Coefficient de sécurité nécessaire	1,05	1,10	1,30
		Coefficient de sécurité de calcul	1.09	1.76	3.67

**Tableau2.9 :** résultat finale (Section non déversante)

## **2.8. Conclusion:**

Par l'analyse des résultats des calculs mis en place, nous tirons les conclusions suivantes :

- Les coefficients de sécurité contre le glissement, le renversement et le flottement du barrage, pour toutes les combinaisons de charge, sont supérieurs aux coefficients minimums nécessaires.
- La sécurité du barrage contre le glissement est la moindre, tandis que les coefficients des sécurités contre le renversement et le flottement sont considérablement supérieurs aux coefficients requis.
- Les valeurs des efforts au niveau du fond de fouille sont acceptables .les vérifications effectuées de la stabilité du barrage et des efforts au niveau du fond de fouille, donnent les résultats satisfaisants dans toutes les combinaisons de charges. Il s'ensuit que la sécurité et la stabilité d'un ouvrage de géométrie ainsi définie sont assurées.

# Chapitre 3

## **Drainage et Injection**

## **Chapitre 3 : Drainage et Injection**

### **3.1. Introduction :**

Quel que soit la nature du terrain des fondations d'un barrage poids, il existe toujours des percolations de l'eau au-dessous des fondations qui influent négativement sur la stabilité du corps du barrage. Les sous-pressions sont le résultat de ces percolations, c'est pour cela il faut penser à des solutions afin d'évacuer cette eau pour diminuer l'influence sur le barrage. Le traitement des fondations par injection ou drainage est une solution incontournable pour stabiliser un barrage poids.

### **3.2. Traitement des fondations du Barrage:**

#### **3.2.1. Utilité des injections dans les barrages :**

La fonction d'un barrage est de constituer une réserve d'eau, il est donc évident que ces ouvrages doivent être et demeurer étanches. L'application de fuite dans un barrage peut avoir des conséquences néfastes à plusieurs titres : augmentation des pressions interstitielles et détérioration des conditions de stabilité, érosion interne pouvant aboutir à la rupture.

Nombreuses techniques existantes aujourd'hui, elles sont choisies en fonction de nombreux paramètres liés à l'ouvrage lui-même, mais aussi à la géologie du site et à la géométrie des vides à traiter. (Gouvenot, 1998).

Les méthodes de détection des fuites des barrages diffèrent en fonction du type de désordre auquel on est confronté : l'érosion est soit concentrée dans un conduit, soit elle est diffuse. La détection précoce des fuites est fondamentale dans la mesure où elle empêche alors toute menace de rupture. La mise en évidence de tels défauts permet de définir au mieux les techniques de réhabilitation à mettre en œuvre (Gouvenot, 1997).

Parmi ces techniques nous avons présenté dans ce chapitre, l'injection des coulis de ciment et le drainage dans les fondations des barrages.

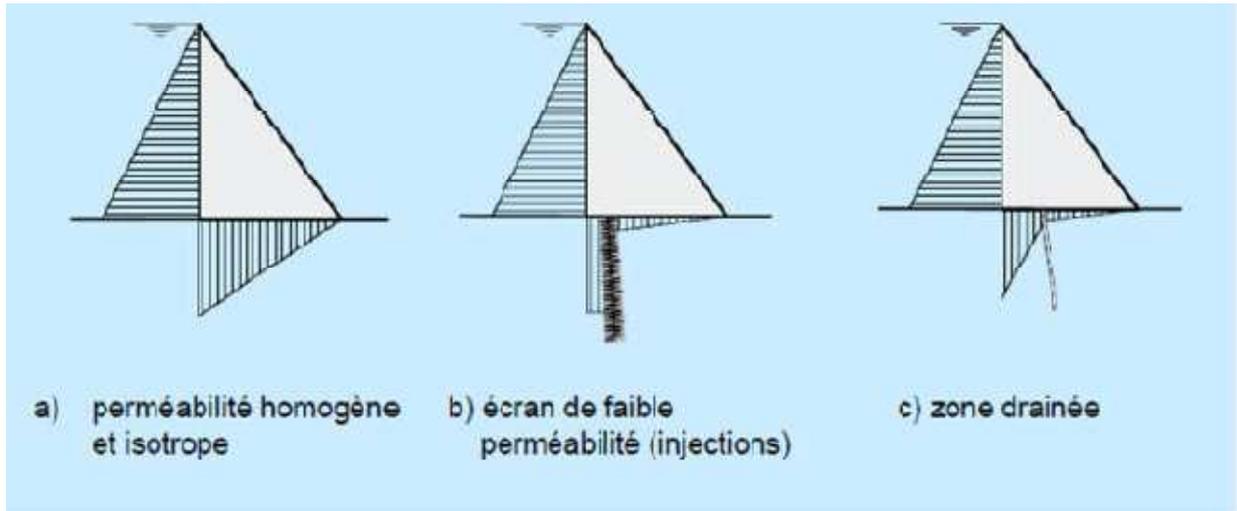
Le traitement de la fondation par injection du coulis de ciment est une procédure assez complexe formée d'une succession d'opérations dont le succès ou l'échec va conditionner le résultat final. Bien que de nombreuses recherches soient intéressées de l'étude de certains paramètres de la procédure d'injection, le traitement des fondations des grands ouvrages par injection de coulis est toujours resté un art.

Les injections sont effectuées le plus souvent pour réduire les fuites à travers les matériaux sur lesquels sont fondés des grands ouvrages tel que les barrages (voile d'étanchéité). Elles sont aussi effectuées parfois pour améliorer la pérennité et les caractéristiques mécaniques des roches ou sols de fondation, afin de pouvoir supporter le poids des structures à construire.

#### **3.2.2. Répartition de la sous pression en fonction de l'injection et le drainage :**

La répartition de la sous-pression sous la fondation dépend du gradient de la percolation souterraine, et ce gradient dépend des conditions de perméabilité, plusieurs cas typiques peuvent être mis en évidence.

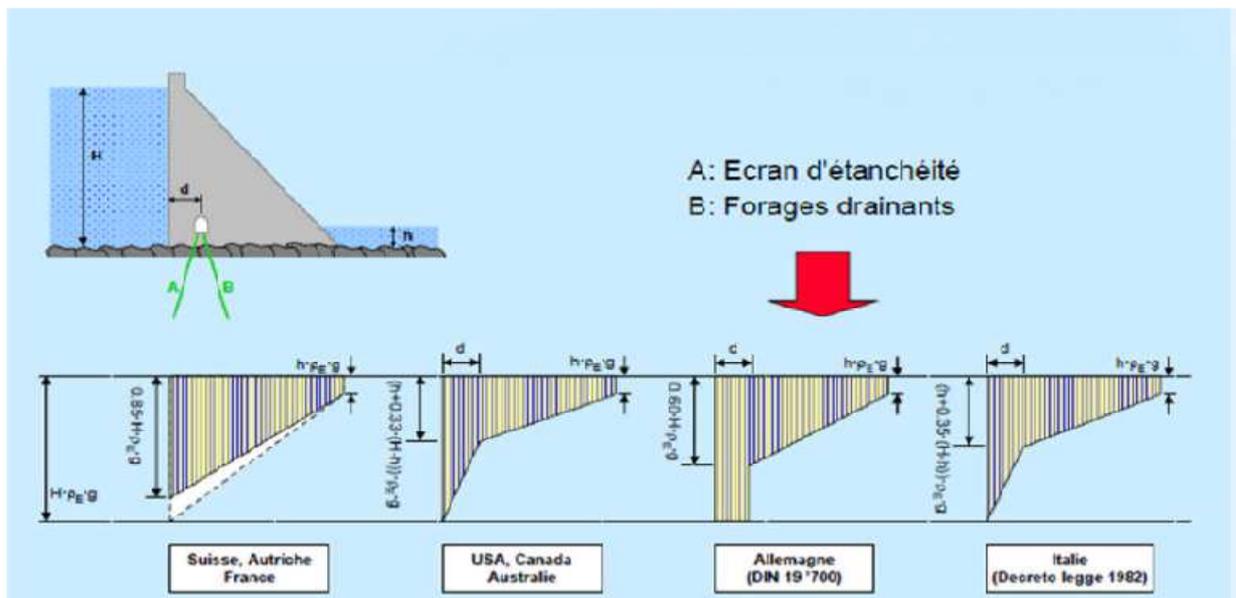
La figure (3.1) illustre les différents cas de répartition de la sous pression en fonction de l'injection et le drainage.



**Figure 3.1 :** Répartition des sous-pressions (Schleiss et Pougatsch, 2011)

Les cas (b) et (c), ont pour effet direct, s'ils sont correctement mis en œuvre, de diminuer la force de sous-pression qui tend à soulever le barrage. En pratique, on combine ces deux effets par la mise en place d'un voile d'étanchéité (rideau d'injection) placé à l'amont du barrage et de forages drainants placés immédiatement à l'aval.

La figure (3.2) illustre les différents cas de diagrammes considérés pour l'évaluation des sous-pressions tenant compte des voiles d'injection et de drainage.



**Figure 3.2 :** Diagramme de la répartition des sous-pressions (Schleiss et Pougatsch, 2011)

### 3.2.3. Coefficient de sous pression :

Le coefficient de sous pression  $\lambda = 1.0$  est une répartition triangulaire signifie que toute la sous-pression est active sous la fondation et que la répartition de la perméabilité est homogène sur toute la largeur de la fondation (Schleiss, 2011).

Le coefficient  $\lambda$  dépendait de la qualité du rocher de fondation et du traitement du contact béton-rocher par injection. Les valeurs les plus souvent admises sont :

- $\lambda = 0.75$  à  $0.80$  rocher sain et bien injecté,
- $\lambda = 0.75$  à  $1.0$  rocher de qualité moyenne, mais bien injecter,
- $\lambda = 1.0$  en cas de doute.

### **3.2.4. Objectifs du traitement des fondations :**

Le traitement auquel le terrain est soumis à deux objectifs, mécanique et hydraulique :

- Mécaniquement : il s'agit d'améliorer globalement les propriétés de déformabilité et de résistance, que ce soit en terrains meubles ou en terrains rocheux, avec, pour ces derniers, une action sur les cavités, les fissures et les points de discontinuité ;
- Hydrauliquement : les buts recherchés sont :
  - une réduction, voire une suppression des débits d'infiltration à travers des massifs.
  - une réduction des vitesses de percolation et donc des risques d'érosion des parties fines ou solubles du sol.
  - une protection à l'égard d'agents polluants ou agressifs éventuellement infiltrés.

### **3.2.5. Caractéristiques du procédé d'injection :**

#### **3.2.5.1. La pression d'injection:**

La pression d'injection doit permettre l'introduction du coulis, surtout celle des coulis instables, elle a donc une influence directe sur la qualité du résultat.

Il faut relever l'existence d'une procédure classique appliquée depuis fort longtemps qui appelle à des règles très simples. Elles consistent à définir la limite de pression d'injection simplement en fonction de la profondeur sous la surface. Toutefois, il ne faut pas prendre de vue que non seulement le type de rocher et ses caractéristiques géologiques, mais également le type de coulis à injecter entrent en ligne de compte. On a introduit une pression dite « de refus » au-delà de laquelle le massif rocheux ne devrait absorber aucun volume additionnel de coulis (Schleiss, 2011).

Par ailleurs, en relation avec la pression d'injection, redoute d'une part une fracturation hydraulique (claquage) qui correspond à une ouverture brusque d'une nouvelle discontinuité et d'autre part un soulèvement, perceptible ou non, de la surface du massif rocheux injecté, conséquence d'ouvertures de discontinuités.

En revanche, il faut faire attention de ne pas soulever le terrain ou les ouvrages, parce que :

- Risque de fuites par les fissures du terrain, jusqu'à des distances de 50 ou 100 m,
- Risque de soulèvement du terrain,
- Risque de soulèvement des ouvrages.

On applique en général la règle suivante (tableau) :

Profondeur de tronçon injecté (m)	Pression d'injection (kg/cm <sup>2</sup> )
0à5	5
5à10	10
10à15	15
Etc....sans d dépasser 40à50 kg/cm <sup>2</sup>	

**Tableau 3.1** : Pression d'injection par rapport à la profondeur (Stucky, 1975).

### 3.2.5.2. Les propriétés du coulis frais :

La réalisation correcte d'une campagne d'injection requiert le respect de certaines propriétés du coulis frais afin que ( Lombardi, 2007) :

- Les conditions imposées au coulis ayant fait prise soient respectées ;
- L'opération d'injection puisse être réalisée de la façon la plus simple et efficace possible.

Il est fort probable que le massif rocheux à injecter ne soit pas homogène pour tout l'ouvrage et qu'il faille le subdiviser en plusieurs zones sur la base de considérations géologiques ou géotechniques afin que chacune de ces zones puisse être considérée par elle-même comme étant homogène et être traitée comme telle.

### 3.2.5.3. Nombre de ligne d'injection :

En pratique, le minimum adopté aura généralement des trous primaires de part et d'autre du rideau d'étanchéité, espacés de 6 mètres et ayant une profondeur de 8 mètres. Le nombre de rangées de trous varie avec la charge d'eau (tableau).

Charge d'eau (m)	Nombre de rangée d'injection
0à 25	0
25à 60	2
60et plus	Zone de contact du noyau à l'intérieur des limite des trous de 8 m de profondeur et espacée de 6 m

**Tableau 3.2** : Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau.

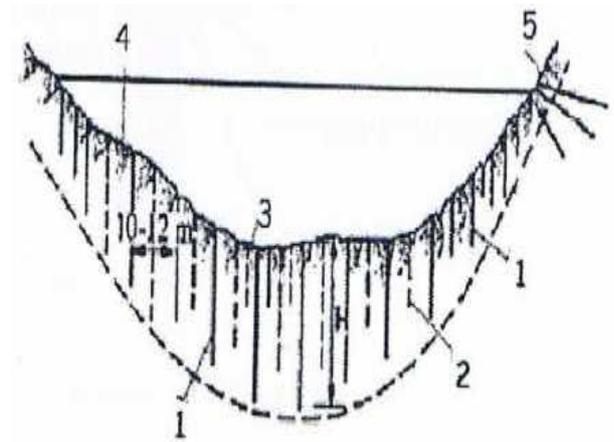
Lorsque la charge d'eau est supérieure à 60 m, le nombre de rangées doit être suffisant pour couvrir toute la surface du noyau incluant un dépassement possible sous la limite amont du filtre aval. Les trous seront en général verticaux, Localement, des trous inclinés pourront être requis pour recouper certains joints d'orientation particulière.

### 3.2.5.4. Espacement entre forages :

Le voile d'injection est exécuté en différentes phases, réduisant à chaque phase la distance entre les forages (figure 3.3), en général, les premiers forages (forages primaires) sont les plus longs et espacés de 10 à 12m. ils sont carottés afin d'obtenir des indications supplémentaires relatives à la géologie et des essais des perméabilités peuvent être réalisés.

Puis des forages intermédiaires moins profonds que les premiers (forages secondaires, tertiaires, ...) sont exécutés, réduisant successivement l'espacement de moitié. Dans la majorité des cas, la distance finale, qui dépend du rocher et du degré d'imperméabilité recherché, varie entre 2,5 et 3 mètres. pour des barrages de plus faibles hauteurs, l'intervalle entre forages peut être inférieur à 3 mètres, les injections se faisant alors avec des pressions réduites (Schleiss, 2011).

1. Forages primaires
2. Forages secondaires
3. Forages tertiaires
4. Forages obliques de contrôle
5. Voile au large



**Figure 3.3 :** Schéma d'un voile d'injection (Schleiss et Pougatsch, 2011)

### 3.2.5.5. Orientation des forages :

La direction des forages est soit verticale soit inclinée vers l'amont en fonction des propriétés géométriques de la fondation. L'objectif étant de remplir les fissures avec un marteau, il s'agit de rechercher la ligne ou le plan qui recoupe le maximum de fractures et de fissures verticales ou inclinées. L'établissement d'un diagramme polaire permet de déterminer les différents systèmes de discontinuités existants et de fixer au mieux l'orientation des forages.

### 3.2.5.6. Profondeur du voile d'injection :

La profondeur et la géométrie du voile d'injection dépendent de la géologie et de la hauteur du barrage. Sa profondeur doit être suffisante pour minimiser les percolations et contribuer à la réduction des sous-pressions. On peut descendre le rideau jusque dans une zone où la perméabilité est moindre que celle de la zone injectée.

Généralement, la hauteur du voile atteint 35 à 100% de la hauteur de barrage, avec une profondeur maximum de 50m (Schleiss, 2011).

En relation avec la hauteur  $H$  du barrage, l'USBR (United States Bureau of Reclamation) propose une profondeur du voile d'injection égale à :

$$H_{\text{voile}} = \frac{1}{3} H + C \text{ avec } C = 8 \text{ à } 25\text{m}$$

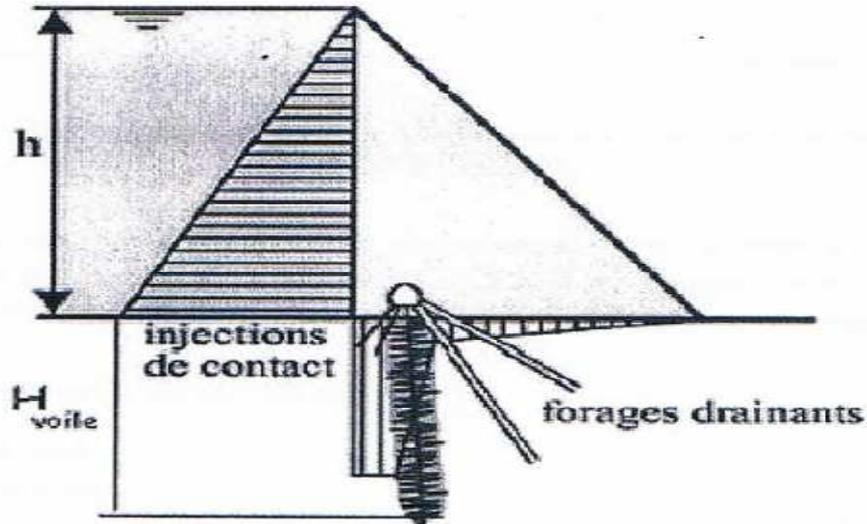


Figure 3.4: Profondeur de voile d'injection (Schleiss e Pougatsch, 2011)

### 3.3. Traitement des fondations par drainage:

#### 3.3.1. Introduction :

Le but de drainage est notamment de diminuer l'effet des sous-pressions sous l'ouvrage et de capter les percolations, il renforce ainsi la sécurité de l'ouvrage et des fondations. Le système de drainage permet par ailleurs de contrôler la tenue du voile d'étanchéité (d'injection), selon (Anton. J. Schleiss, 2011).

Cependant, pour être réellement efficace, le drainage doit être fait relativement en amont, c'est-à-dire depuis une galerie (figure 3.5. a).

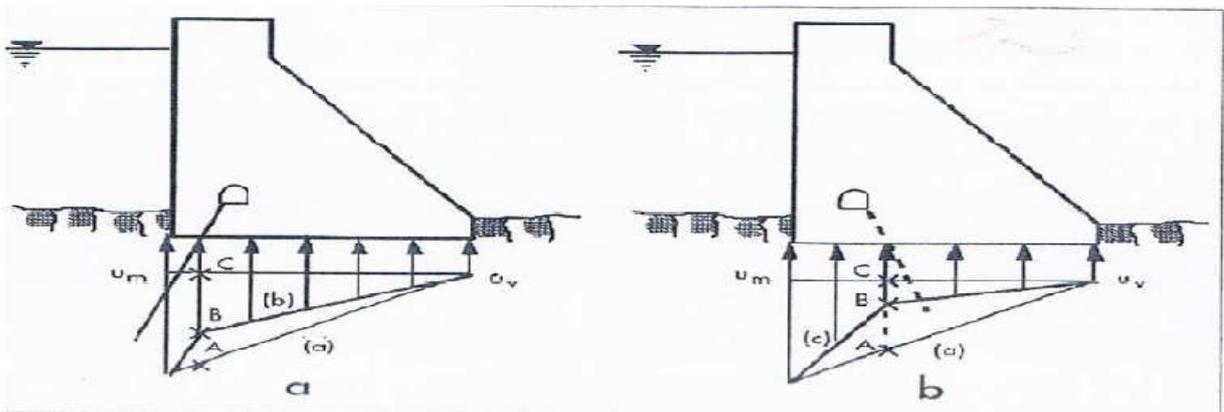


Figure 3.5 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage avec : a- avec galerie ; b- sans galerie

Pour les barrages non équipés de galerie, le drainage peut être constitué d'une ligne de forages implantés près du pied aval et inclinés vers l'amont (figure 3.5. b). Cette solution permet d'améliorer la situation des sous-pressions sous le coin aval du barrage.

Les deux moyens fréquemment utilisés sont :

- Les forages drainants ;
- Les galeries de drainage.

### **3.3.2. Les forages drainants :**

Ils sont généralement implantés à l'aval d'un voile d'injection. Ils peuvent être verticaux ou inclinés en fonction de la structure géologique. Parfois, ils répartissent le long de la section transversale du barrage.

Les forages drainants sont exécutés à partir de la galerie de pied du barrage une fois les travaux d'injection achevés. Leurs parois sont « libres », toutefois selon le tenu du rocher, ils peuvent être équipés d'un tube partiellement ou totalement perforé. Il n'est pas rare qu'au fil du temps, ces forages drainants soient obturés par des dépôts de calcite. Il devient alors nécessaire soit de les renforcer, soit d'en forer des nouveaux.

### **3.3.3. Principe de drainage vertical :**

- Quelques mètres (de l'ordre de 10 à 15% de la charge d'eau) à l'aval de l'écran étanche, une première ligne de drains forés, éventuellement tubés et munis de crépines, destinés à recueillir le débit résiduel et à neutraliser les sous-pressions, pour que ce résultat soit effectif, les drains doivent avoir un diamètre assez gros (100 mm minimum) et un intervalle modéré (1,50 à 5 m) ;
- En complément, on draine généralement aussi la masse de fondation située sous la surface d'appui jusqu'au pied aval du barrage.

## **3.4. Etanchéité du massif en BCR –parement amont:**

L'étanchéité du massif BCR sera assurée par les dispositions suivantes classiquement appliquées au barrage en BCR:

- Le parements amont et aval sont réalisés en BCV par levées successives de 30 cm, mises en œuvre en même temps que le BCR,
- Le pied amont du barrage est équipé d'une galerie de drainage et d'injection ; une seconde galerie, implantée à la cote 1010.00 complète le dispositif,
- Les reprises entre levées de BCR sur les 2.5 à 4 premiers mètres à l'amont du profil sont systématiquement traitées au mortier,
- Des joints dans le sens amont-aval sont réalisés dans le massif BCR avec un espacement de 25 m, afin de limiter le phénomène de retrait et le concentrer au niveau de ces joints
- Les joints entre plots de BCR seront équipés d'un joint d'étanchéité et d'un drain,
- L'étanchéité est prolongée en fondation par un réseau d'injection/drainage réalisé à partir de la galerie de pied amont et des galeries en rives

### **3.5. Drainage interne et étanchéité du massif en BCR :**

Le matériau BCR est dans sa masse toujours suffisamment imperméable. L'étanchéité du barrage est donc liée à l'existence de plans de discontinuités (ou de faiblesse) constituées par la famille des reprises horizontales entre couches et par celle des joints verticaux amont-aval de construction.

Un rideau de drainage interne, composé de forages verticaux de 100 mm de diamètre exécuté à partir des deux galeries aménagées dans le corps du barrage, complète le dispositif. Ce voile de drainage garantit l'absence de toute sous-pression défavorable dans le corps du barrage, et permet d'assurer par la même la stabilité interne du massif BCR.

Le voile de drainage interne est implanté juste à l'aval de la zone de traitement systématique par mortier des surfaces de reprise de BCR. La distance entre le voile interne et le parement amont s'élève à 4.5 m en partie basse du barrage, et à 3.0 m en partie supérieure, au-dessus de la galerie à la cote 101 0.00 NGA.

### **3.6. Joint-inter plots:**

Les joints verticaux amont-aval inter plots permettent de reprendre et de concentrer la fissuration mécanique et thermique à la fin de construction. Au droit des joints, le parement amont est réalisé en béton Conventionnel Vibre dans lequel sont logés les organes d'étanchéité (joint d'étanchéité équipé de clips) et de drainage (réservation de diamètre 150 mm).

### **3.7. Galeries dans le corps du barrage BCR :**

Le barrage est équipé de deux galeries, de section de 3 m de large et de minimum 3 m de hauteur situées en partie amont de l'ouvrage

- une galerie basse, implanté en pied amont du massif, continue de rive à rive, et prolongée sur les flancs de deux côtes. Elle est utilisée en phase de construction pour effectuer les travaux d'injections de l'écran d'étanchéité, ainsi que les forages du voile drains ;
- une galerie intermédiaire, implantée à mi-hauteur du barrage à la cote 1010.00, principalement dédiée à la réalisation du voile interne de drainage du massif BCR.

Pour les galeries en rives, et la galerie intermédiaire, l'exutoire des débits de fuite sera assuré gravitairement.

Lors de l'exploitation du barrage, ces galeries permettront l'inspection de l'ouvrage : état des drains, collecte des eaux, ouverture des joints, fissuration, etc. Elles permettront éventuellement la réalisation de travaux d'injections ou de forages complémentaires si ceux-ci se révèlent nécessaires à long terme.

### **3.8. Injection de consolidation :**

L'injection de consolidation (figure 3.6) s'effectue par tout le contact béton-roche dans l'assise, aussi par forages écartés de 3 m en zig-zag, elle s'effectue à partir de la galerie d'injection et de drainage dans le corps du barrage, à partir de la dalle en béton dans le lit de l'oued, ainsi qu'à partir de la surface du BCR mis en place du corps du barrage sur les flancs.

L'injection de consolidation a pour objectif de renforcer le voile d'injection dans sa zone superficielle, où les pressions hydrostatiques sont maximales. Les forages d'injection de

consolidation sont en général inclinés réalisés en forme d'éventail, sauf les injections de consolidation en dessous du barrage dans le lit de l'oued où les forages de consolidation sont verticaux.

### **3.9. Voile d'étanchéité dans la fondation :**

Pour assurer l'étanchéité de l'assise du barrage, il est prévu de réaliser un voile d'injection vertical (figure 3.6) en une seule rangée dans la fondation et dans les flancs, la profondeur du voile d'injection dans la partie centrale en dessous du barrage est de 75 m environ, la profondeur est supérieure dans les flancs où elle va jusqu'à 125m en flancs gauche et droit.

La limite inférieure du voile est à la cote 920 m NGA, le voile d'injection central long de 177m est réalisé à partir de la galerie d'injection et de drainage dans le corps du barrage et dans la roche, le voile d'injection central est réalisé à partir de la galerie d'injection et de drainage dans le corps du barrage et dans le rocher et à partir de la surface du terrain en flancs, à savoir le plateau à la cote 1050.00 (deux éventails, un en flanc droit et l'autre en flanc gauche du barrage, pour les injections de la masse rocheuse au-dessus des galeries.

Le voile latéral gauche d'une longueur de 120 m sera réalisé à partir de la galerie d'injection latérale gauche dans la roche, sa profondeur va de 125 m, au contact avec le voile central (cote 920m NGA), et elle diminue de manière linéaire jusqu'à une profondeur de 25m, à l'extrémité gauche du voile (cote 1020m NGA).

Le voile latéral droit est d'une longueur de 470m, il sera réalisé à partir de la surface du terrain à la cote 1080 environ, la profondeur du voile va de 125m au contact avec le voile central (cote 920m NGA) jusqu'à 25m à l'extrémité droite du voile (cote 1020 m NGA).

Le voile d'injection sera composé de forages écartés de 24m (forages repères). 12m (forages primaires), 6m (forages secondaires) et 3m (forages tertiaires), des forages quaternaires éventuels (écartés de 1.5 m) seront réalisés si cela s'avère nécessaire après le contrôle de l'injection des forages de premiers rangs, tous les forages de repère écartent de 24m seront carottés et les essais d'eau Lugeons y seront effectués.

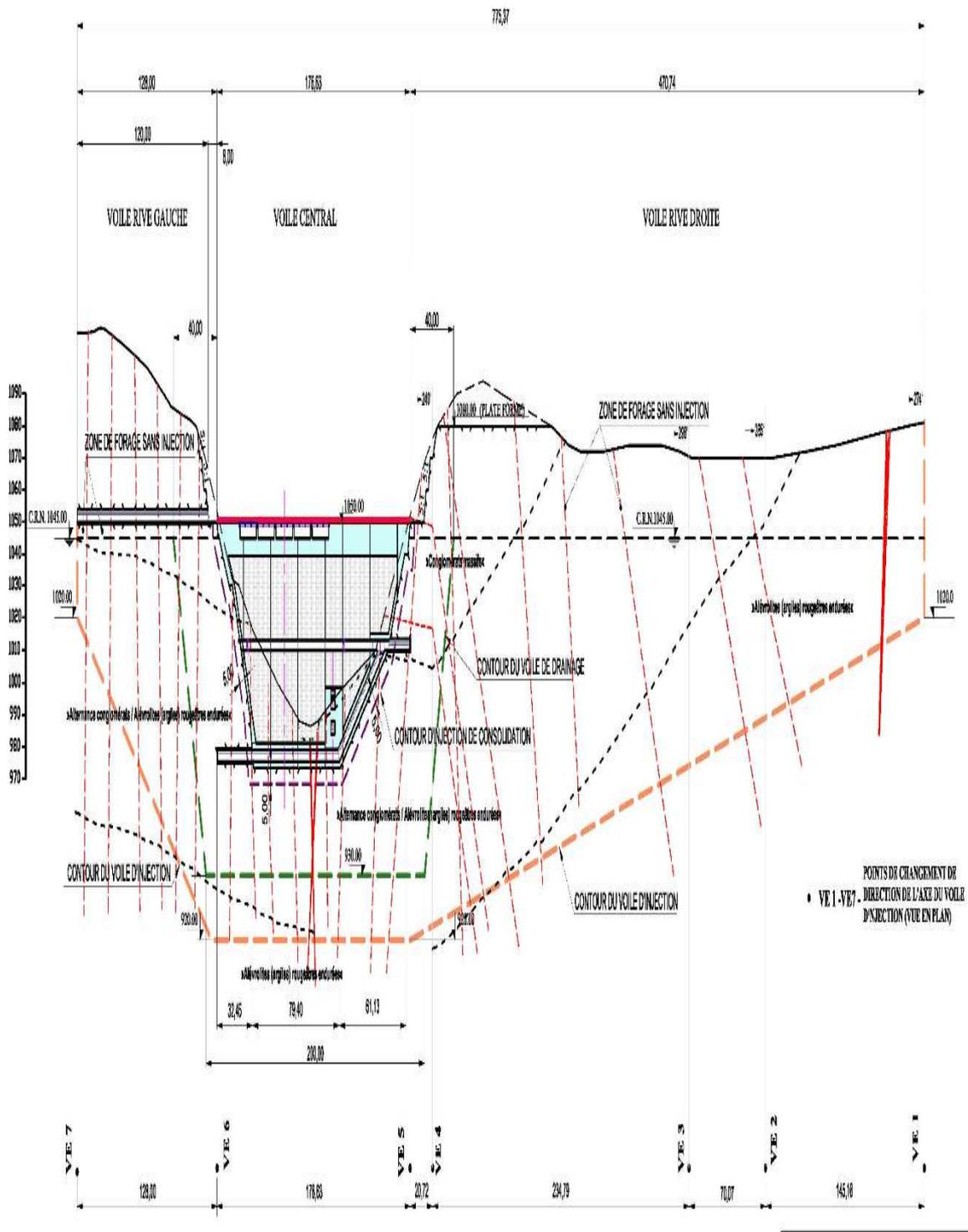
### **3.10. Voile de drainage de la fondation :**

La réalisation du voile de forages de drainage est prévue derrière le voile d'injection, dans le but de couper des chemins d'infiltration éventuels à travers et en dessous du voile d'injection.

Le voile de drainage (figure 3.6) est effectué à partir de la galerie d'injection et de drainage, l'inclinaison des forages du voile de drainage est de 25 ° par rapport à la verticale, les forages du voile de drainage sont écartés de 3 m.

La profondeur du voile de drainage est de 45 m dans la partie centrale dans le lit de l'oued les forages du voile de drainage sont d'un diamètre de 76 mm, tous les forages sont équipés sur toute la longueur par un tuyau PVC débouchant dans la galerie d'injection et de drainage.

La figure ci-dessous illustre l'emplacement des voiles de drainage et d'injection



**Figure 3.6:** Coupe géologique avec le voile d'injection, l'injection de consolidation et voile de drainage (Cahier de plans, ANBT, novembre 2012)

### **3.11. Conclusion :**

Dans les fondations d'un barrage poids, il existe toujours des percolations de l'eau au-dessous des fondations qui influent négativement sur la stabilité du corps du barrage.

Les techniques du traitement des fondations des barrages poids les plus utilisées sont l'injection, et le drainage.

Ces nouvelles technologies ont un impact capital car elles donnent accès pendant les opérations de réhabilitation au résultat des travaux alors que sans elles, le traitement des fuites est jugé une fois les travaux terminés. Ces techniques restent onéreuses car l'exigence d'une entreprise spécialisée est impérative.

# Chapitre 4

## **Organisation de chantier**

## **Chapitre 4 : Organisation de chantier**

### **4.1. Introduction :**

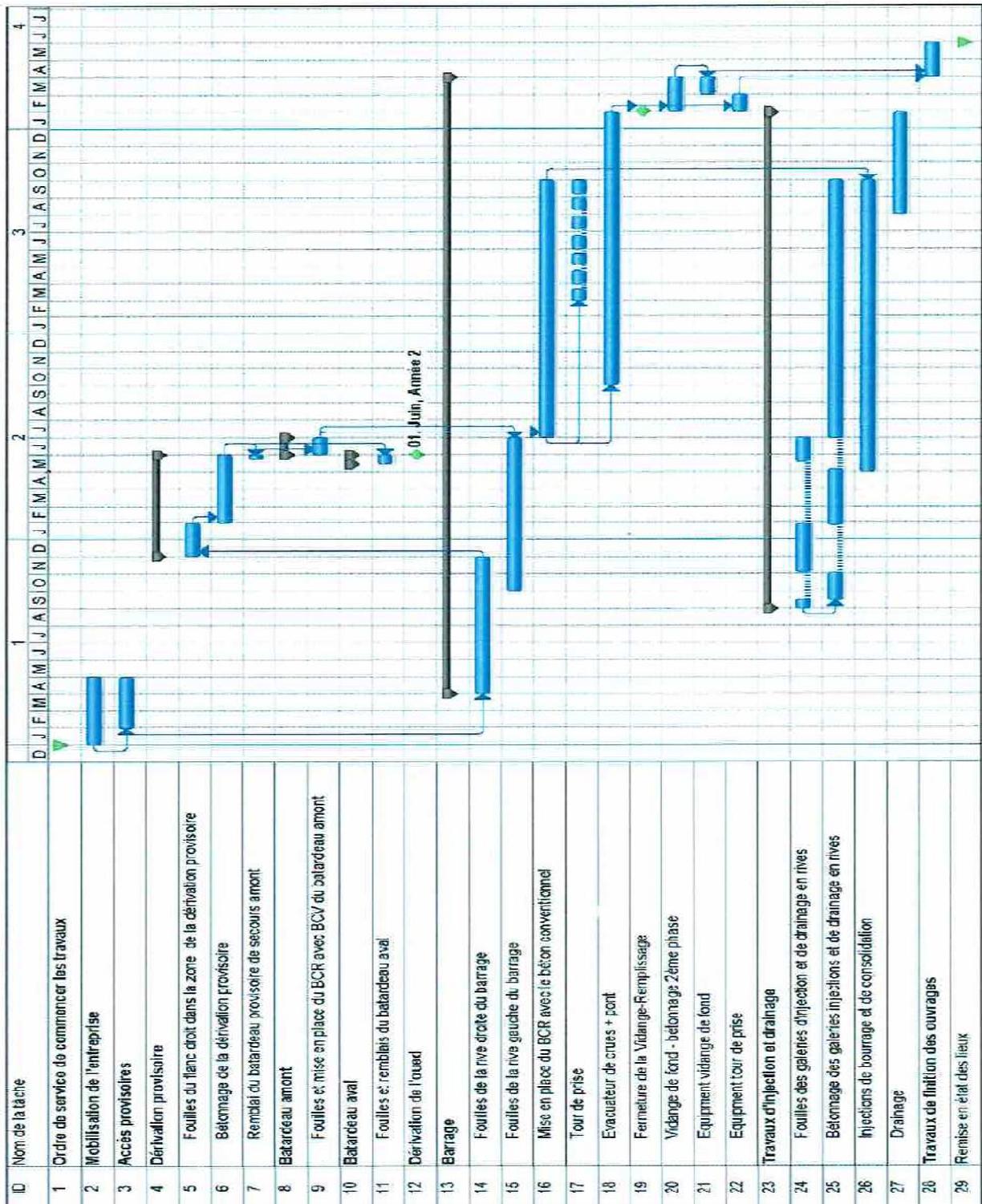
Pour la définition d'un programme des travaux concernant la construction des ouvrages du barrage de Bouzina, on a considéré de grands domaines d'activité suivants:

- Mobilisation de l'entreprise ;
- Exécution des accès provisoires ;
- Exécution de la dérivation provisoire ;
- Exécution du batardeau amont ;
- Exécution du batardeau aval ;
- Dérivation de l'oued ;
- Fouilles des rives droite et gauche du barrage
- Mise en place du BCR et du béton conventionnel dans le corps du barrage ;
- Exécution du béton pour la tour de prise d'eau, l'évacuateur de crues et pont ;
- Exécution du béton de 2<sup>ème</sup> phase pour la vidange de fond ;
- Installations des équipements hydromécaniques de la vidange de fond et de la tour de prise d'eau
- Exécution des travaux d'injection et drainage
- Remise en état des lieux.

### **4.2. Définition du programme de travaux :**

Le programme des travaux de construction des ouvrages du barrage de Bouzina a été établi compte tenu de tous les principaux fronts de travail et des conditions spécifiques du site. D'une manière générale, la caractéristique essentielle du bassin versant de l'oued de Bouzina est le fait que la plupart de ses apports provient des sources d'origine karstique. Ces sources assurent une alimentation permanente de l'oued mais sont caractérisées par des variations importantes au cours de l'année, et aussi par des variations interannuelles, avec des années exceptionnelles, quand les débits constants ont été enregistrés.

Un planning synthétique prévisionnel des travaux est inclus ci-après et suppose que l'ordre de service de commencer les travaux est notifié au début du mois de Janvier de 1<sup>ère</sup> année . Le délai total depuis l'ordre de service à l'entrepreneur pour commencer les travaux jusqu'au parachèvement des travaux est de 41 mois.



- **Figure 4.1** : Planning générale des travaux ( mémoire de synthèse ,ANBT, novembre 2012)

### 4.3. Description des activités :

#### ➤ **Activités qui seront réalisées jusqu'au moment de la dérivation de l'oued à travers la galerie de dérivation provisoire**

Pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation de la base technique, une période de 4 mois est prévue, compte tenu tout les travaux nécessaires pour réaliser l'infrastructure de chantier et les voies d'accès intérimaires au chantier. Compte tenu de la topographie, l'endroit le plus favorable pour l'installation du chantier est en rive droite du barrage, au plateau à la cote 1080,00 NGA.

La dérivation de l'oued à travers la galerie de dérivation provisoire sera réalisée en période sèche de l'année. Dès la notification de l'ordre de service, l'entrepreneur se mobilise et commence la réalisation des travaux préliminaires pour la déviation de l'oued à travers la dérivation provisoire sur le flanc droit du barrage. Durant cette étape, l'oued coule à travers son lit nature jusqu'au moment de déviation à travers la galerie de dérivation.

Les travaux à réaliser durant cette période sont les suivants :

- Les excavations pour le barrage principal au niveau des flancs droit et gauche dans les zones qui se trouvent à l'extérieur du lit de l'oued. D'abord on fait les excavations sur le flanc droit afin d'ouvrir le front pour les excavations de la galerie de dérivation ;
- La réalisation de la galerie de dérivation sur le flanc droit et du batardeau provisoire amont auxiliaire en remblai, qui détournera l'oued vers la galerie de dérivation et créera des conditions pour la réalisation du batardeau amont en BCR
- La réalisation du batardeau aval à la cote 992,00 NGA afin d'empêcher le retour de l'eau dans la zone des travaux
- Le creusement des galeries en rives, en fonction des accès à préparer pour ces travaux spécifiques. Le rythme d'avancement moyen prévu est de 1,5 mètre linéaire par jour. D'abord il sera réalisé l'excavation de la galerie sur la rive droite, dont la longueur est de 21 m. le temps prévu pour le creusement de la galerie en flanc droit est un demi mois. La longueur maximale des excavations qui correspond aux galeries sur la rive gauche fait 153 m. La durée totale de creusement de deux galeries en flanc gauche fait 4 mois. Les travaux d'excavation de la galerie à la cote de la crête du barrage peuvent démarrer après l'ouverture du front pour les excavations en flanc gauche du barrage, tandis que les excavations de la galerie inférieure seront exécutées après l'achèvement des excavations en flanc gauche du barrage.

La mise en service de la galerie, c'est-à-dire la dérivation de l'oued, est prévue pour la partie sèche de l'année, pendant la période d'étiage. Pendant cette période, Il est prévu également la réalisation du batardeau amont à la cote 995.50 NGA.

Dans son planning détaillé, l'entreprise devra tenir compte des interférences des travaux d'excavation avec les autres travaux, pour établir ses cadences d'avancement. De même elle devra prendre en compte les conditions climatiques pour assurer un rythme réel de mise en place des remblais permettant de garantir ses cadences moyennes mensuelles.

Il est impossible de détourner l'oued sans avoir impérativement achevé les bétons de la galerie de dérivation provisoire.

Des batardeaux amont et aval, dont les crêtes sont respectivement calées à la cote 995,50 NGA et 992,00 NGA permettront d'isoler la zone des travaux de la phase de la construction du barrage.

➤ **Activités relatives à la construction du barrage**

Par la déviation de l'oued à travers la galerie de dérivation provisoire, sont créées les conditions d'un entourage sec, nécessaire pour l'achèvement des excavations totales des fondations du barrage et pour la réalisation du corps du barrage en BCR et le béton conventionnel.

Le chantier est protégé contre la crue d'une période de retour de 20 ans, la crue étant de 120 m<sup>3</sup>/s environ.

Durant la montée des remblais du batardeau, l'entreprise pouvez réaliser les fouilles sous l'emprise du barrage au fond de la vallée, suivies des travaux de consolidation. Après l'achèvement des excavations et des travaux de traitement de la fondation dans le lit de l'oued, pouvez démarrer la mise en œuvre du béton conventionnel et du BCR dans le corps du barrage.

Durant cette période, l'entrepreneur doit réaliser les taches suivantes

- La mise en place des bétons Compacte au Rouleau du barrage principal (environ 210000 m<sup>3</sup>) et du béton conventionnel au niveau du fond de fouille du barrage, des flancs et des parements amont et aval du barrage (environ 74 000 m<sup>3</sup>). La durée totale de mise en place du BCR et BCV est d'environ 15 mois
- Le bétonnage de l'évacuateur de crues frontal libre et du pont en carte du barrage de celui-ci et du bassin de dissipation prévu pour la tranquillisation des eaux déversées.
- L'exécution de la tour de prise amont ;
- L'achèvement des galeries en rives ;
- L'exécution des voiles d'injection et de drainage en fondation ;
- L'adaptation de la galerie de dérivation a la vidange de fond. L'adaptation comprend la construction d'un ouvrage d'entrée particulier a une cote supérieure (cote du fond de l'entrée 994.00 mètres d'altitude) et d'un tunnel court oblique jusqu'a la galerie de dérivation.
- L'installation de l'équipement hydromécanique dans la tour de prise d'eau et la vidange de fond.

La vidange de fond ne peut être fermée par le bétonnage du bouchon qu'après la réalisation complète du barrage. Par la fermeture de la vidange de fond commence la mise en eau de la retenue.

Après l'achèvement des travaux de génie civil principaux et le montage de l'équipement hydromécanique l'entrepreneur procède aux travaux définitions sur les divers ouvrages (crête du barrage, ragréages éventuels de bétons, plate-forme et accès) et a la remise en état générale des lieux.

La durée totale des travaux est donc de 41 mois à compter de la date de réception de l'Ordre de Service de débiter les travaux.

#### **4.4. Contrôle des eaux :**

Cette partie concerne le contrôle des eaux pendant toute la durée contractuelle de la réalisation des ouvrages, depuis les premières installations du chantier jusqu'à la mise en eau de l'aménagement

##### **4.4.1. Prise en charge des frais de contrôle des eaux :**

L'entrepreneur construit, en fournissant les matériaux, et entretient tout les ouvrages nécessaires au contrôle des eaux.

Tout les ouvrages de contrôle des eaux, toutes les sujétions spéciales dues à la présence ou aux risques de l'eau, tout les hors profils éventuels qui pourraient s'avérer nécessaires de ce fait (par rapport à ce qui sera demandé pour les ouvrages définitifs), tout les dommages causés par l'eau, tout les ouvrages autres que ceux incorporés aux ouvrages définitifs que l'entrepreneur peut être amené à construire pour le contrôle des eaux sont à la charge de l'entrepreneur. Les frais correspondants sont réputés repartis sur l'ensemble des prix unitaires de génie civil. La réalisation de tous les ouvrages non définitifs et les installations correspondantes doivent être compatibles avec le programme des travaux, et les projets en sont soumis à l'agrément du Maître d'œuvre.

##### **4.4.2. Maintien à sec des fouilles :**

De même, le maintien à sec de toutes les fouilles sous l'emprise des ouvrages incombe à l'entrepreneur qui fournit également le matériel nécessaire. L'attention de l'entrepreneur est attirée sur l'intérêt, pour la bonne exécution des excavations, pour l'observation de la fondation dans les fonds de fouilles et pour la mise en place des remblais et bétons dans ces excavations, de fournir sur le chantier des moyens de contrôle des eaux suffisamment puissants et nombreux, afin d'être en mesure de pallier sans retard la défaillance de l'un d'eux et ainsi ne pas compromettre l'avancement de travaux.

##### **4.4.3. Responsabilités de l'entrepreneur :**

L'entrepreneur est responsable, dans les limites du cas de force majeure par crue, de tout dommage cause aux fondations, aux ouvrages ou à toute autre partie des travaux, et occasionne par les eaux ou par la rupture d'une partie quelconque des ouvrages de dérivation ou de protection exécutés par lui, les réparations éventuelles sont à sa charge.

##### **4.4.4. Projet de contrôle des eaux :**

Le projet de dérivation des eaux d'oued Bouzina, tel que prévu par le Maître d'œuvre ressort du planning présente au paragraphe 4.3.

Dans ce projet, la galerie de dérivation provisoire est réutilisée par la suite comme ouvrage de vidange et fait partie des ouvrages définitifs.

Elle sera construite conformément aux directives du Maître d'œuvre, aux spécifications du présent cahier des charges techniques et sera payée par les prix du bordereau, comme tous les autres ouvrages définitifs.

Dans son offre l'entrepreneur fera des propositions relatives au projet de contrôle des eaux sur les points suivants

- la définition exacte du batardeau provisoire plus petit a l'amont de matériaux compactes en gros, qui assurent la déviation de l'oued vers la galerie de dérivation et la construction du batardeau amont,
- la définition exacte du batardeau amont du BCR et du batardeau aval qui assure un entourage sec pour la construction du barrage, dont les crêtes sont fixées a 995.50 NGA (amont) et 992.00 NGA (aval).

Une éventuelle modification du projet de contrôle des eaux par l'entrepreneur ne pourra donner lieu à une modification des prix unitaires génie civil sur lesquels le cout de contrôle des eaux est reparti.

Après avoir rempli leur rôle, tous les déblais, remblais provisoires ou tous autres ouvrages provisoires sont, soit règles et arasés, afin de présenter un aspect convenable, soit enlevé, selon les indications du Maitre d'œuvre.

Dans son offre, l'entrepreneur soumettra au Maitre d'œuvre le projet détaillé des travaux de dérivation et de protection et précise le programme envisagé pour leur réalisation.

Ces travaux comprennent, en plus de l'exécution des divers batardeaux, toutes les dispositions

- pour éviter l'érosion par le courant de l'oued Bouzina ou par le batillage des eaux,
- pour limiter les effets des infiltrations d'eau à travers les batardeaux et sous les batardeaux,
- pour limiter les infiltrations, éviter les résurgences ou mises en sous-pression dans les fouilles qui puissent désorganiser les sols de fondation.

#### **4.4.5. Dispositions imposées pour la protection contre les crues et cas de force majeure :**

##### **4.4.5.1. Généralités :**

Les clauses qui suivent prémunissent le Maitre de l'Ouvrage contre le risque de crues en imposant à l'entrepreneur certaines dispositions minimales adaptées aux diverses étapes du chantier, décrites ci-dessous.

Cependant, même si ces conditions sont respectées, il n'en reste pas moins pour chacune de ces phases et selon la saison, un certain risque d'apparition de crues plus importantes susceptibles de provoquer des dégâts sur le chantier. On dit alors qu'il y a "cas de force majeure", expression signifiant que l'entrepreneur n'est pas considéré comme responsable des conséquences de l'évènement.

##### **4.4.5.2. Conditions imposées et dispositions à prendre aux diverses étapes du chantier :**

L'entrepreneur devra respecter les contraintes détaillées ci-après.

##### **➤ Au cours de l'exécution du batardeau amont du BCR**

- Protéger la zone d'emprise des travaux de la construction du batardeau amont en BCR à l'aide d'un batardeau plus petit de matériaux de remblai compactés en gros par lequel l'oued est détourné vers la galerie de dérivation, sur le flanc droit.

- **Au cours de l'exécution des travaux du barrage principal**
  - Protéger le chantier par un batardeau amont cale à la cote 995.50 NGA et un batardeau aval cale à la cote 992.00 NGA, qui empêche l'inondation de la zone du chantier du côté aval,
  - Et prendre les dispositions nécessaires pour pouvoir pomper les débits d'infiltration à travers les ouvrages de protection et leur fondation.
- **Jusqu'au début de la quatrième année de réalisation des travaux**
  - L'entrepreneur devra avoir substantiellement achevé le barrage principal.
  - L'entrepreneur devra avoir également achevé les voiles d'injection et de drainage en fondation
  - L'ouvrage amont de prise d'eau ainsi que l'ouvrage de vidange de fond devront être opérationnels.
- **Jusqu'à la fin du mois de mai de la quatrième année de réalisation des travaux**
  - L'entrepreneur devra achever l'ensemble des travaux, y compris ceux relatifs aux finitions et à la remise en état des lieux.

#### **4.5. Conclusion :**

Dans la plupart des cas, un projet de construction doit être réalisé dans un délai déterminé par le maître d'ouvrage en accord avec le maître d'œuvre.

Pour réaliser l'ouvrage prévu en respectant le délai contractuel, il est nécessaire d'organiser la coordination des différents intervalles par l'établissement de planning prévisionnel de réalisation des travaux, ainsi de bien illustré les différentes activités pour avoir un temps et un coût minimal pour le projet, donc le planning et l'organisation de chantier font une partie essentielle dans la construction des projets.

# CHAPITRE 5

## **Evolution Des Travaux**

## Chapitre 5 : Evolution Des Travaux

### 5.1. Introduction :

Les concepteurs de barrages peuvent s'appuyer sur un recueil d'information particulièrement détaillés, grâce à un effort mené de longues dates. Un projet est souvent modifié en cours de construction. En effet, le contact du terrain va amener à recueillir de nouvelles données et à adopter l'ouvrage en conséquence.

Les reconnaissances sur le terrain jouent un rôle fondamental. Le chantier lui-même constitue un véritable laboratoire où maître d'œuvre et entrepreneur expérimentent des solutions aux problèmes souvent imprévus qu'il rencontre.

### 5.2. Les différentes étapes de construction d'un barrage :

Nous allons seulement énumérer les principales étapes.

#### 5.2.1. Excavations et la réalisation de la dérivation :

Les étapes d'excavation en grandes masses sont montrées dans la figure suivante.

L'excavation a deux objectifs :

- Pour atteindre le substratum rocheux,
- Aussi pour avantager le contact béton-roche.



Figure 5.1 : Excavation rive droite jusqu'à la dérivation provisoire

On a aussi l'excavation rive gauche jusqu'à l'oued.

Remarque :

Les excavations sont menées sur les deux rives en parallèle mais jusqu'à des profondeurs différentes. L'oued reste canalisé dans son lit naturel. Les fouilles de la dérivation provisoire sont protégées des crues par un petit batardeau longitudinal.

La projection du canal de dérivation pour dévier le sens d'écoulement de l'oued afin d'assurer une bonne exécution des travaux en dehors des risques de submersion au crues saisonnières (voir figure 5.2).



Figure 5.2 : La projection du canal de dérivation

La figure suivante décrit la phase de coulage de la paroi supérieure (dalle) en double nappes (figure 5.3).



Figure 5.3 : La deuxième phase de coulage de la paroi supérieure

Ensuite, on voit clairement les techniques de coulage et réservation de l'humidité des parois en évitant un assèchement rapide, cela à un impact sur les propriétés mécaniques du béton (figure 5.4).



Figure 5.4 : Réserve de l'humidité des parois

Cette figure nous montre l'étape de finalisation de la partie avale du canal de dérivation, s'agit d'excavation du coursier du canal (figure 5.5).



Figure 5.5 : Finalisation de la partie avale du canal de dérivation

### A. Coulage du coursier :

Cette figure (5.6) nous donne une idée sur le déroulement des étapes avant le coulage du coursier du canal de dérivation, comme le lessivage de la couche en contact avec le substratum. Un bon contact béton-roche assure la stabilité au court du passage des eaux en coursier



Figure 5.6 : Le déroulement des étapes avant le coulage du coursier

Par la suite le béton est coulé sur la première couche en contact avec le substratum au niveau du coursier du canal de dérivation, l'étape de coulage du coursier en grandes masses est donnée par la figure 5.7.



Figure 5.7 : La deuxième étape de coulage de coursier

## B. La dérivation :

Une vue latérale sur la dérivation est montrée dans la figure 5.8, on voit aussi l'enlèvement des terres en contact avec le substratum.



Figure 5.8 : Vue latérale sur la dérivation

Les étapes avant le coulage du béton comme le lessivage de la couche en contact avec le substratum et le sectionnement des parties à couler (figure. 5.9).



Figure 5.9 : Les étapes avant le coulage du béton

Les étapes avant le coulage du béton, lessivage de la couche en contact direct avec le substratum pour éviter toute percolation des eaux sous la digue aussi une forte teneur de contact assure une stabilité au glissement. (figure. 5.10)



Figure 5.10 : Les étapes avant le coulage du béton

La figure 5.11 nous enrichi avec le mode de coulage de la première couche en contact avec le substratum, ce dernier s'effectue par partie en raison d'hétérogénéité des deux plans béton substratum.



Figure 5.11 : Mode de coulage de la première couche en contact avec le substratum

L'état d'achèvement de coulage du béton au niveau de la première couche en contact avec le substratum. Aussi le déclenchement de coulage d'autres compartiments (figure 5.12)



Figure 5.12 : Le déclenchement de coulage d'autres compartiments

Les différentes étapes des travaux d'exécution du canal de prise à l'intérieur de la digue sont illustrées dans la figure suivante (figure 5.13).



Figure 5.13 : Exécution du canal de prise

L'état d'avancement de coulage de la digue et accessoires (figure 5.14).



Figure 5.14 : Avancement de coulage de la digue et accessoires

Une idée sur les techniques de coulage du béton, coulage, nivellement (figure 5.15).

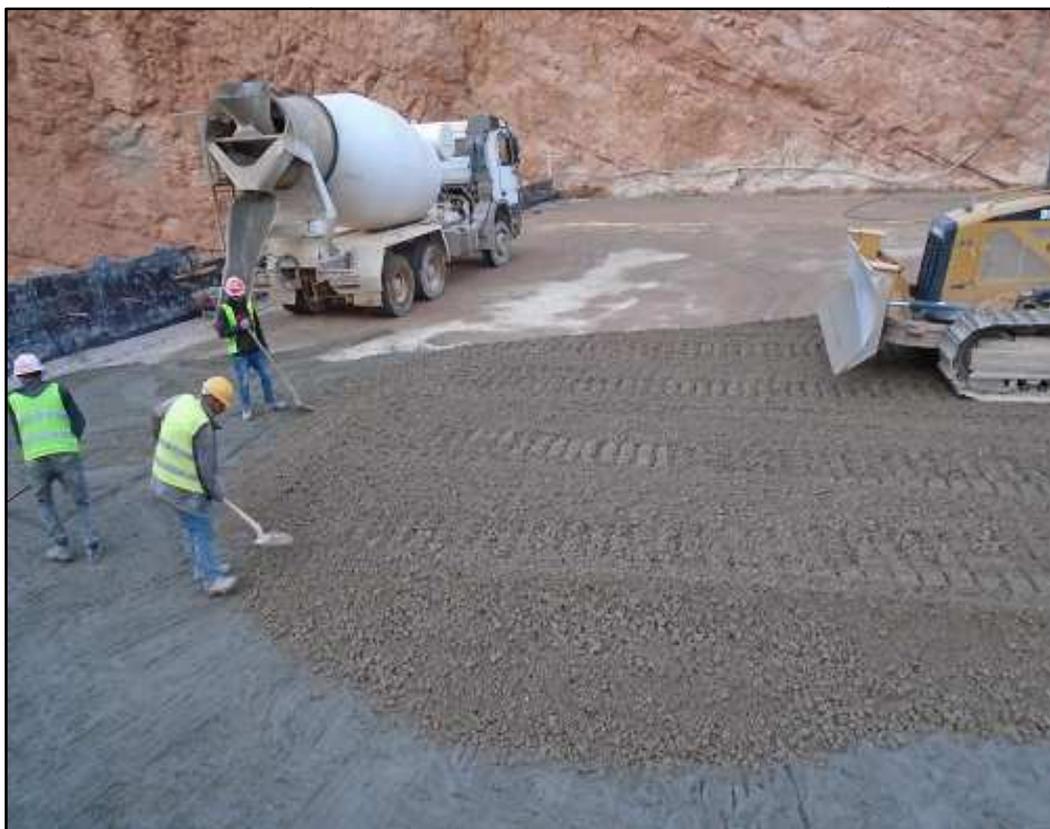


Figure 5.15 : Techniques de coulage du béton

La poursuite des techniques de coulage du béton : le compactage par le rouleau cylindrique (figure 5.16).



Figure 5.16 : La poursuite de la fig. 5.15

### C. Coulage par étage :

Illustration des différentes étapes de coulage par étage.



Figure 5.17 : Les différentes étapes de coulage par étage

Les différentes techniques de coulage par étage (figure 5.18).



Figure 5.18 : Les différentes techniques de coulage par étage

Le coulage du coursier de l'évacuateur des crues est indiqué par la figure 5.19.



Figure 5.19 : Le coulage du coursier de l'évacuateur des crues

Le coulage en grande masse à un niveau précis du barrage (figure. 5.20)



Figure 5.20 : Coulage en grande masse

La figure montre l'atteinte du niveau de la crête par le coulage (figure 5.21).



Figure 5.21 : L'atteinte du niveau de la crête par le coulage.

Les travaux sur la tour de prise et les parois de l'évacuateur des crues sont montrés dans la figure 5.22.



Figure 5.22 : Les travaux sur la tour de prise et les parois de l'évacuateur des crues

Les travaux sur la crête sont exposés par la figure 5.23.



Figure 5.23 : Les travaux sur la crête

Les travaux de coulage par étage sur la crête sont présentés dans la figure ci-contre :

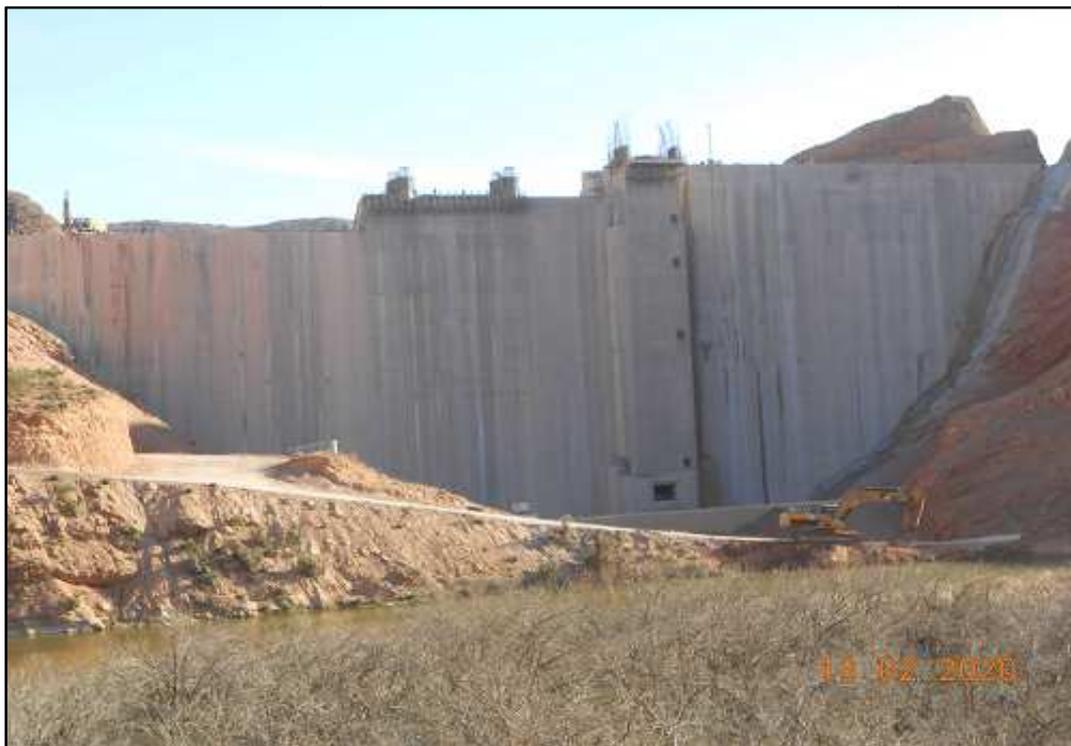


Figure 5.24 : Les travaux de coulage par étage sur la crête

La figure 6.25 indique sur le coulage de la crête dépassant le niveau de l'évacuateur de crues.



Figure 5.25 : Le coulage de la crête dépassant le niveau de l'évacuateur de crues.

### 5.3. Conclusion :

D'après la comparaison entre la période théorique dans le chapitre 4 et l'états d'avancement real on trouve que le délai dans le cahier des charges n'a pas été respecte.

# Chapitre 6

**Etude d'états des contraintes**

## Chapitre 6 : Etude d'états des contraintes

### 6.1. Introduction :

En plus de calcul de stabilité et de contrainte dans le fond de fouille du barrage, on a analysé l'état de contraintes dans le corps du barrage, pour déterminer leur comportement mécanique pendant la phase de remplissage de barrage.

### 6.2. Méthodologie :

Le calcul est effectué par application de la méthode des éléments finis, au moyen du logiciel Robot 2011. L'état de contraintes a été observé au niveau de la section non déversante, de 1 m de largeur. Le maillage des éléments finis est utilisé pour modéliser le corps du barrage et les roches environnantes sur lesquelles le barrage s'appuie.

Les appuis sont définis de manière à empêcher tout déplacement perpendiculaire à la surface, aux côtés latéraux, c'est-à-dire tout déplacement dans les deux sens, au fond. La superficie comprise de la masse rocheuse est considérée comme suffisamment grande de telle sorte que de tels appuis n'ont aucune incidence sur les états de contrainte et les déformations dans le corps du barrage.

### 6.3. Résultats numériques (robot) (Section non déversante) :

Ci-dessous la forme appréciable de notre barrage en BCR

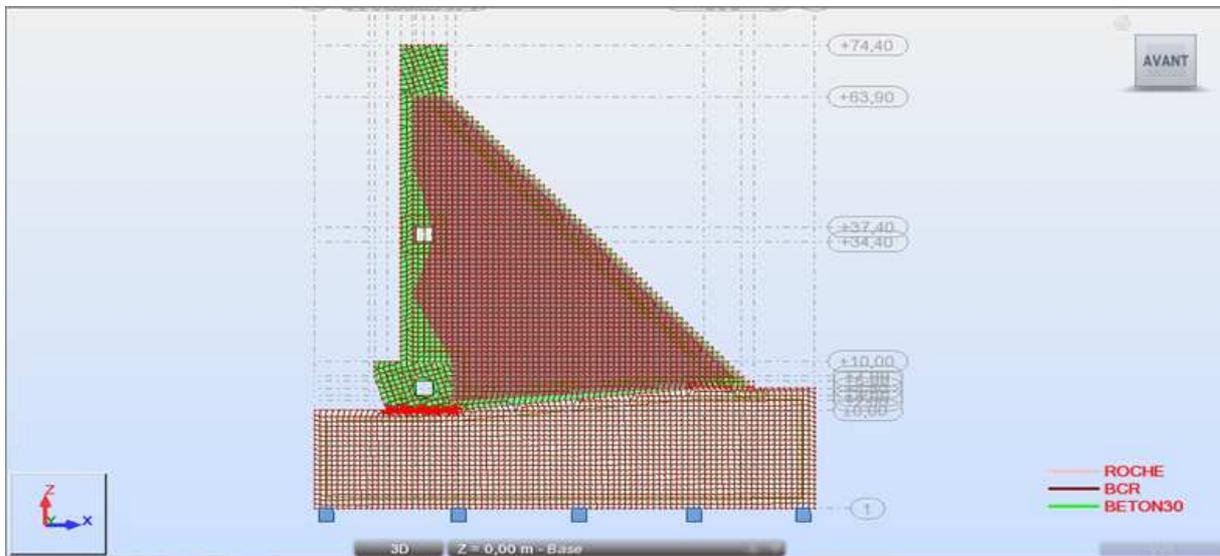


Figure 6.1 : Section non déversante

Il existe 4 cas de charge :

- Poids propre.
- Charge d'eau au niveau 25 m.
- Charge d'eau au niveau 50 m.
- Charge d'eau au niveau 76.5 m.

### 6.3.1. Poids propre :

- Contrainte :
- Selon l'axe X :

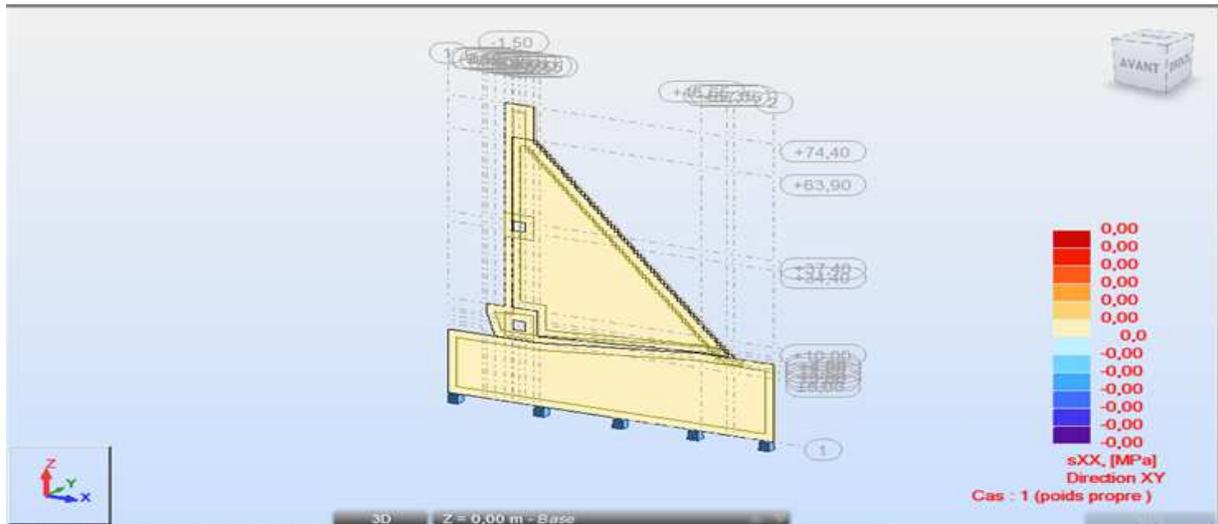


Figure 6.2 : Etat d'équilibre horizontal (axe X)

#### Remarque :

Si on observe la figure, on trouve qu'il n'existe plus de contrainte à l'état vide et que le centre de gravité se trouve sur la partie inférieure, alors le poids se concentre dans la partie inférieure.

Les mêmes résultats pour toutes les autres directions : Y ; Z.

- Déformation :
- Selon l'axe X :

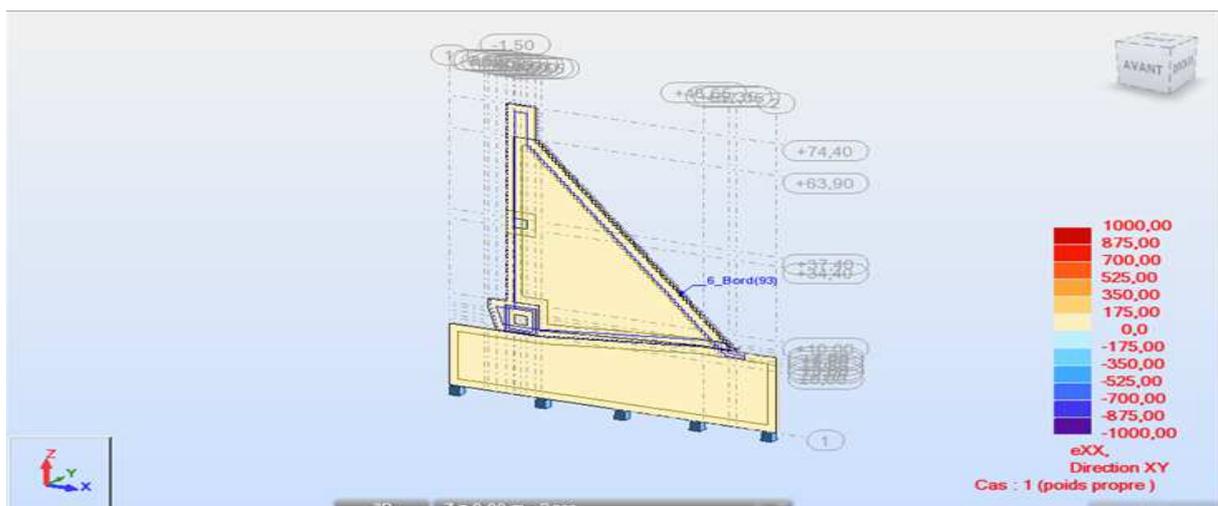


Figure 6.3 : Etat d'équilibre horizontal (axe X)

#### Remarque :

Les mêmes résultats pour toutes les autres directions : Y ; Z;

- Déplacement :
- Selon l'axe X :

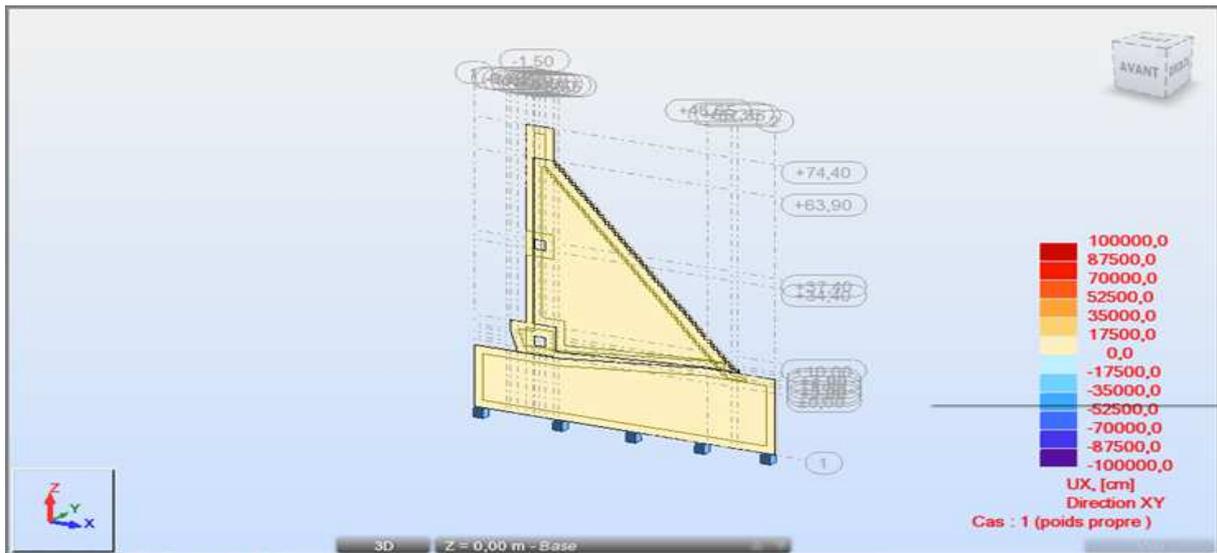


Figure 6.4 : Etat d'équilibre horizontal (axe X)

Remarque :

Les mêmes résultats pour toutes les autres directions Y ; Z et les déplacements X Y Z

### 6.3.2. Charge d'eau au niveau 25 m :

- Contraintes :
- Selon l'axe X :

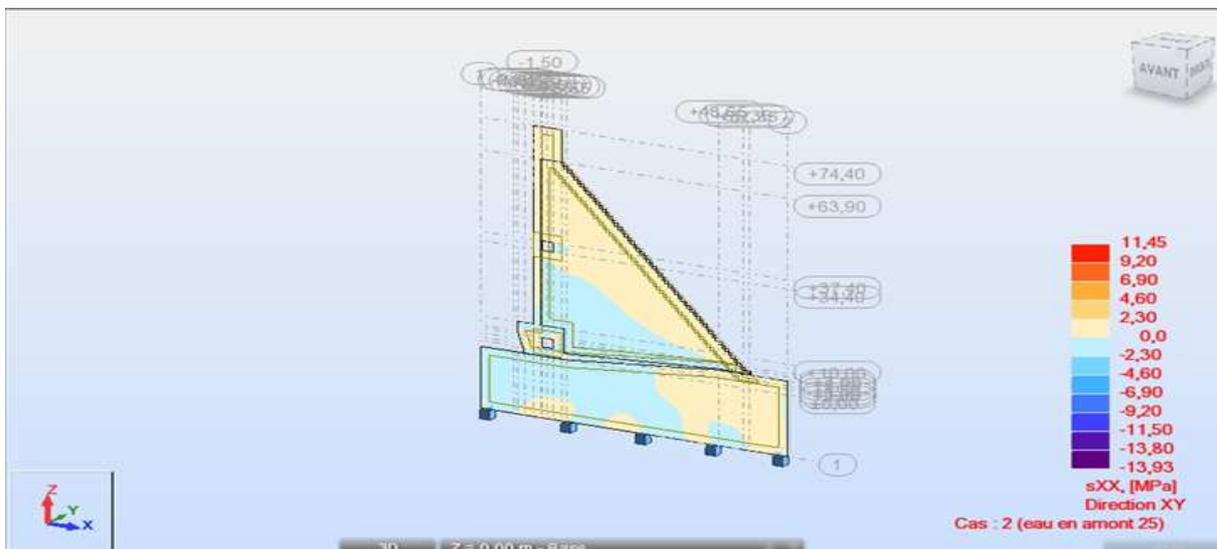


Figure 6.5 : Etat de contraintes (d'équilibre horizontal axe XX)

Remarque :

Suite à la charge d'eau de 25 m et que la résultante de la poussée, la contrainte se localise selon l'axe X sur le pied amont, cette faible charge ne permet pas la diffusion de la contrainte jusqu'au pied aval.

- Selon l'axe Y :

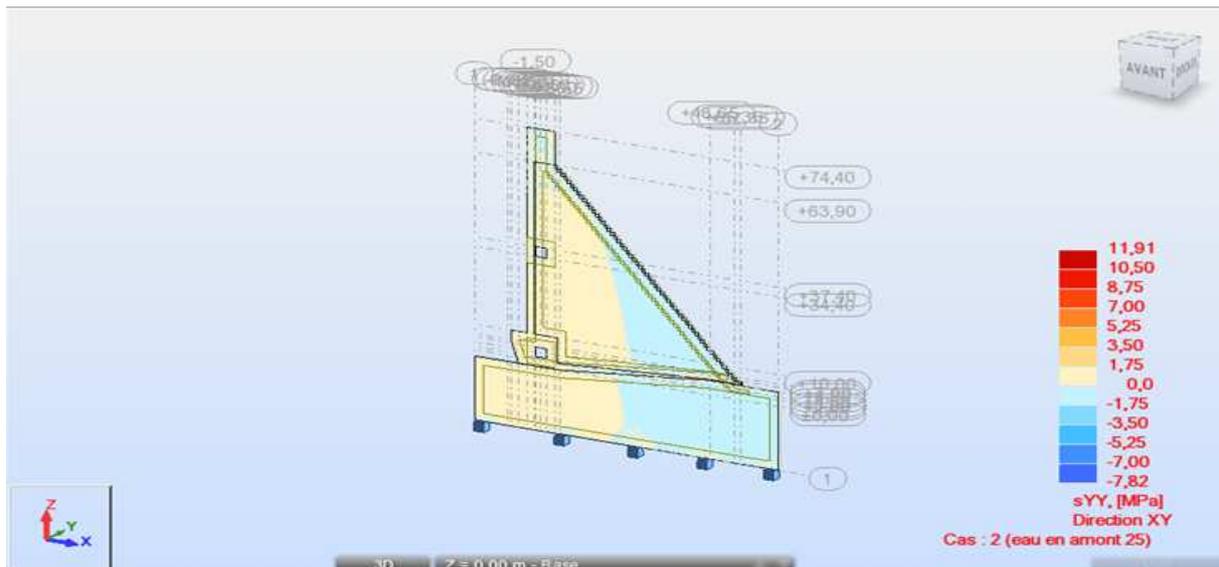


Figure 6.6 : Etat de contraintes (équilibre horizontal axe Y)

Remarque :

Cette charge implique une contrainte moyennement élevée sur le pied amont suite à un pseudo déplacement latéral

- Selon l'axe Z :

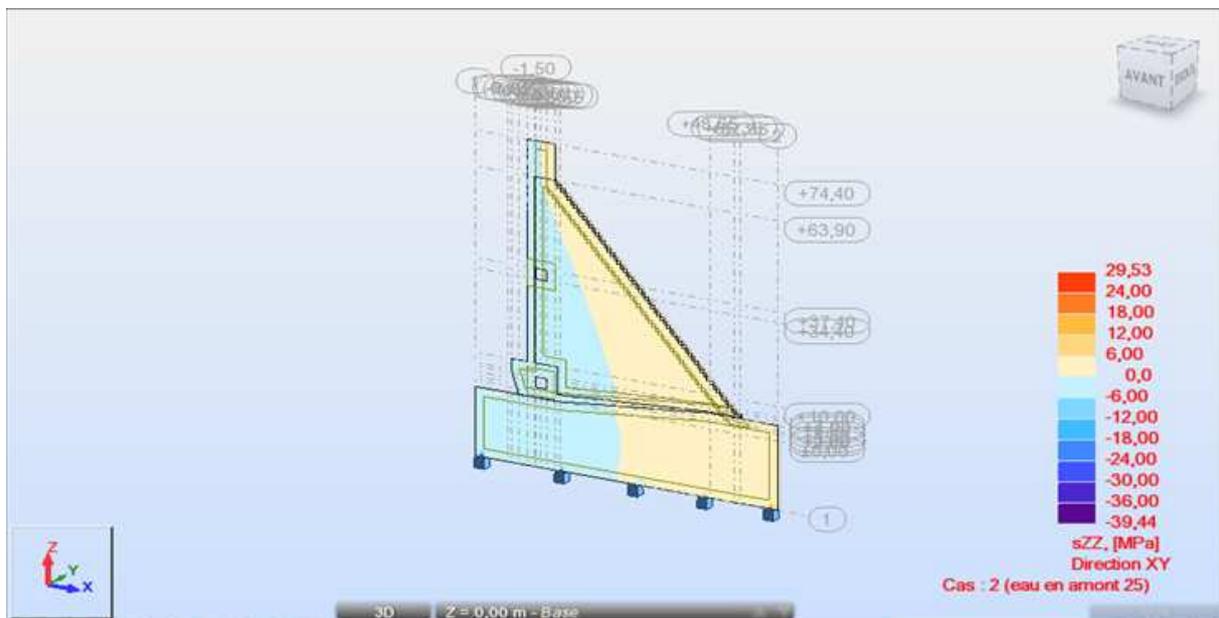


Figure 6.7 : Etat de contraintes (équilibre vertical axe Z)

Remarque :

La poussée d'eau exerce une contrainte répartie sur le masque amont, la faible valeur de charge ne permet pas la diffusion de la contrainte sur la totalité du bloc

- Déformation :
  - Selon l'axe X :

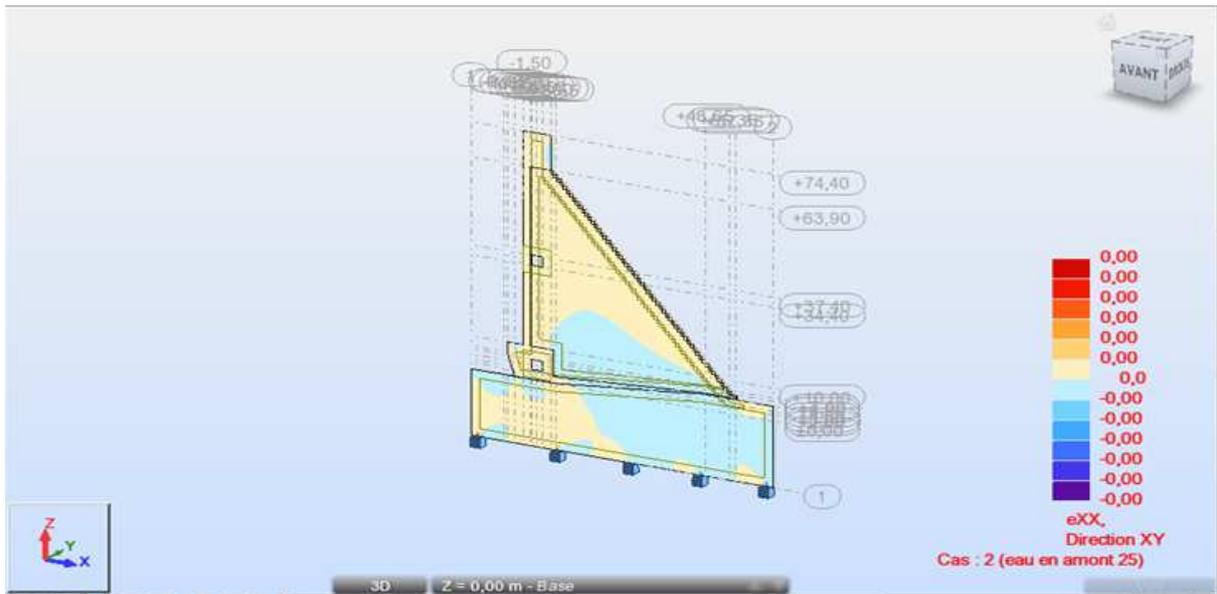


Figure 6.8 : Etat de déformation ( axe X)

Remarque :

Cette charge influe légèrement sur le bloc en créant une faible contrainte de déformation ne représente aucun risque sur le comportement hydromécanique.

- Selon l'axe Y:

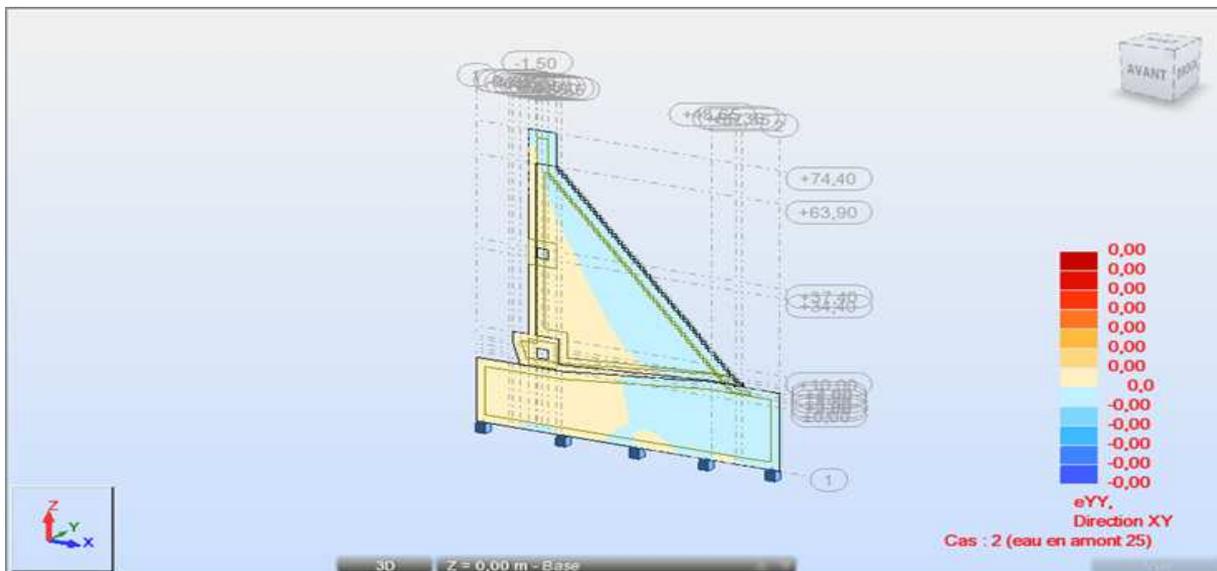


Figure 6.9 : Etat de déformation (axe Y)

Remarque :

Sur le plan Y, on remarque une faible teneur de contrainte répartie sur le flan amont assurant un équilibre.

- Selon l'axe Z:

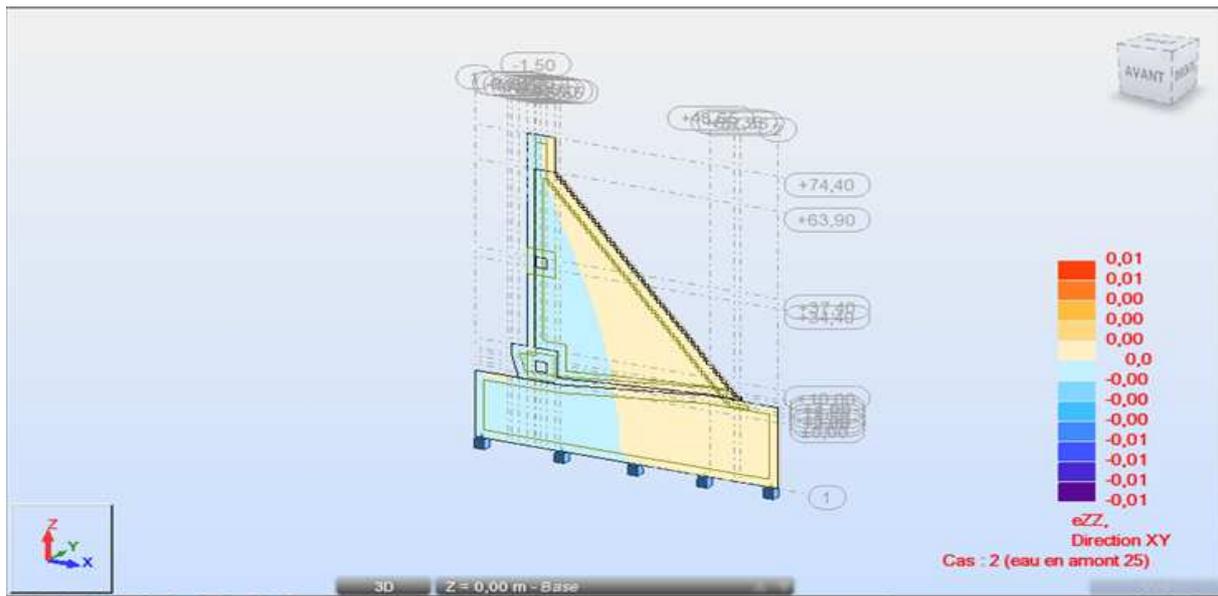


Figure 6.10 : Etat de déformation (axe Z)

Remarque :

Le partie amont est la plus influencé à la déformation par cette faible charge dû au contact directe de la poussée d'eau, mais la faible valeur en charge ne provoque pas une déformation

- Déplacement :
- Selon l'axe X :

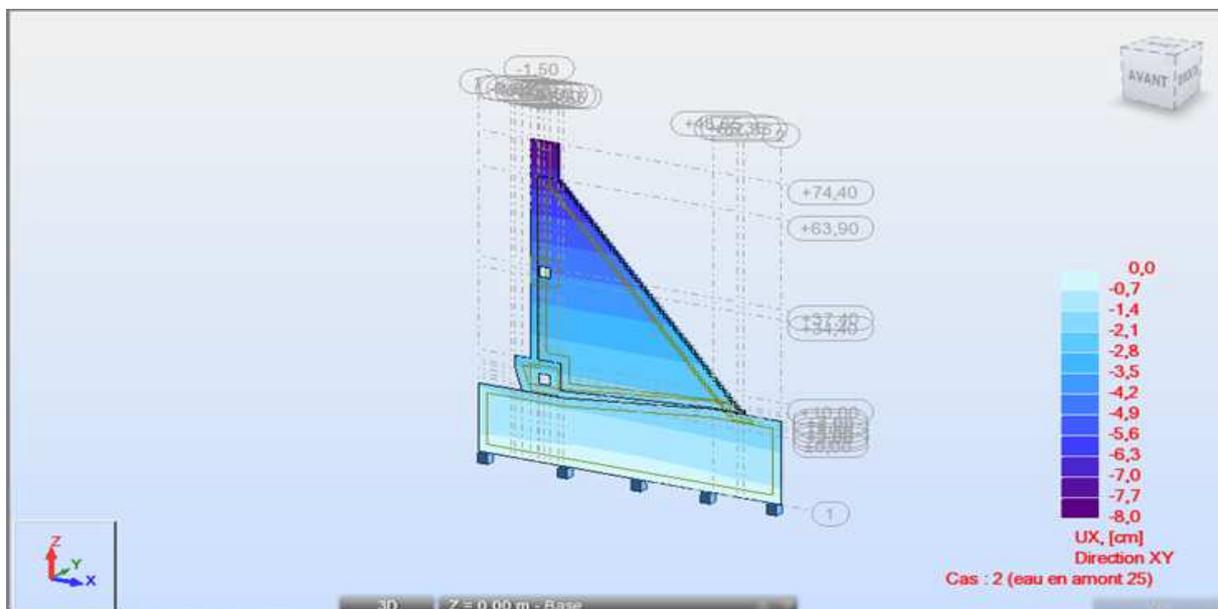


Figure 6.11 : Etat de déplacement ( axe X)

Remarque : Une charge de 25 m ne peut déplacer le bloc suivant l'axe X en sa partie inférieure, mais elle reste insuffisante pour provoquer un déplacement remarquable

- Selon l'axe Y :

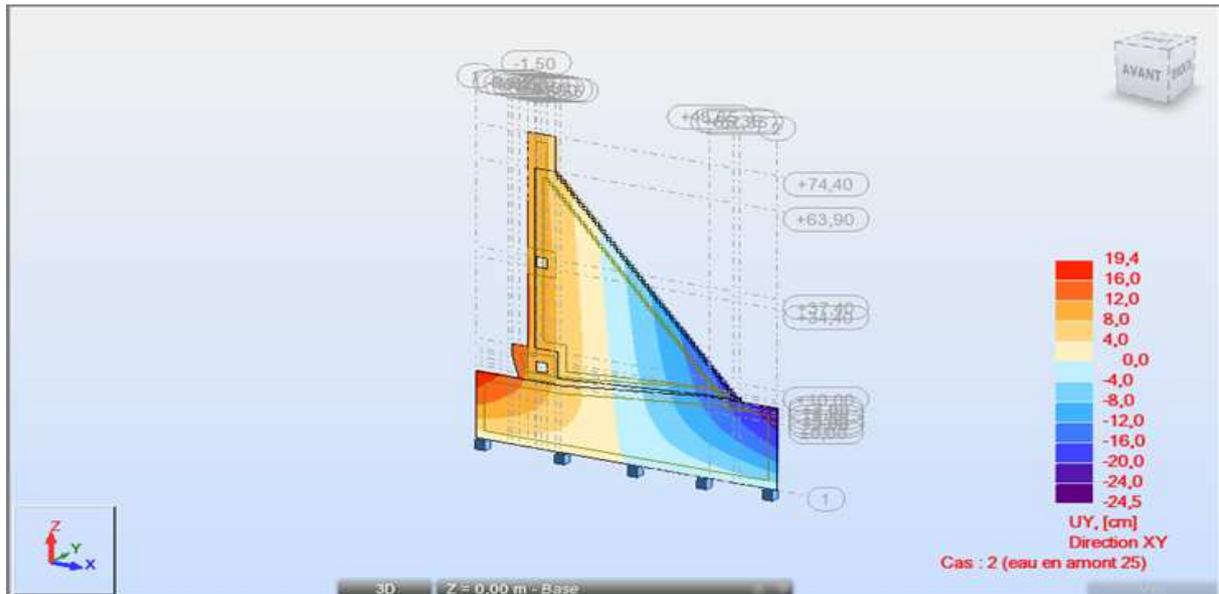


Figure 6.12 : Etat de déplacement (axe Y)

Remarque :

Cette charge se compose de deux composantes, la composante horizontale exerce un effort sur le masque amont et la verticale appuie sur le pied amont optant à le déplacer du haut vers le bas.

- Selon l'axe Z :

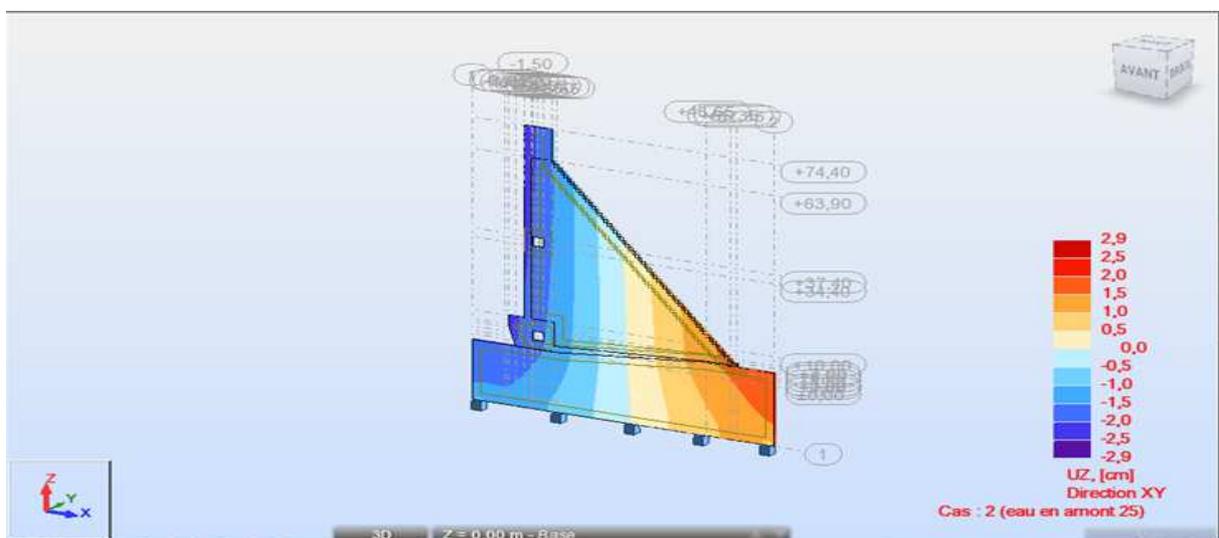


Figure 6.13 : Etat de déplacement (axe Z)

Remarque :

Cette faible charge exerce un effet de renversement du bloc mais elle reste insuffisante pour assurer cet acte. La figure reflète que le renversement est traduit par un déplacement du pied aval du haut vers le bas

On a les mêmes déplacements globaux

- Déplacement totaux :

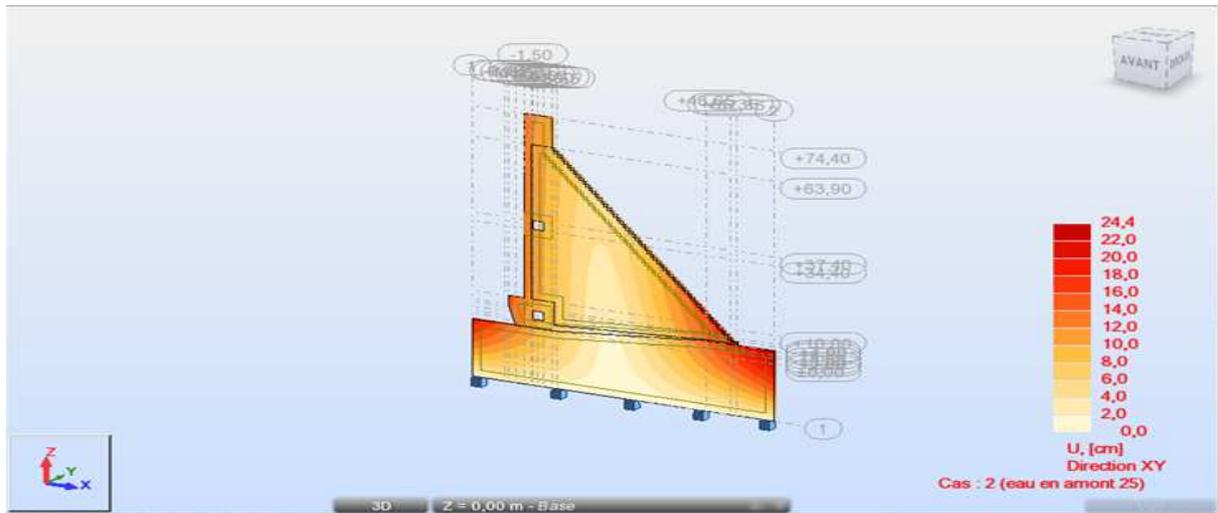


Figure 6.14 : Etat de déplacements totaux ( totale)

Remarque :

La synthèse des déplacements est récapitulée par deux effets majeurs, le premier est celui du pied amont stabilisateur et l'autre est celui du pied aval de renversement

### 6.3.3. Charge d'eau au niveau 50 m :

- Contraintes :
  - Selon l'axe X :

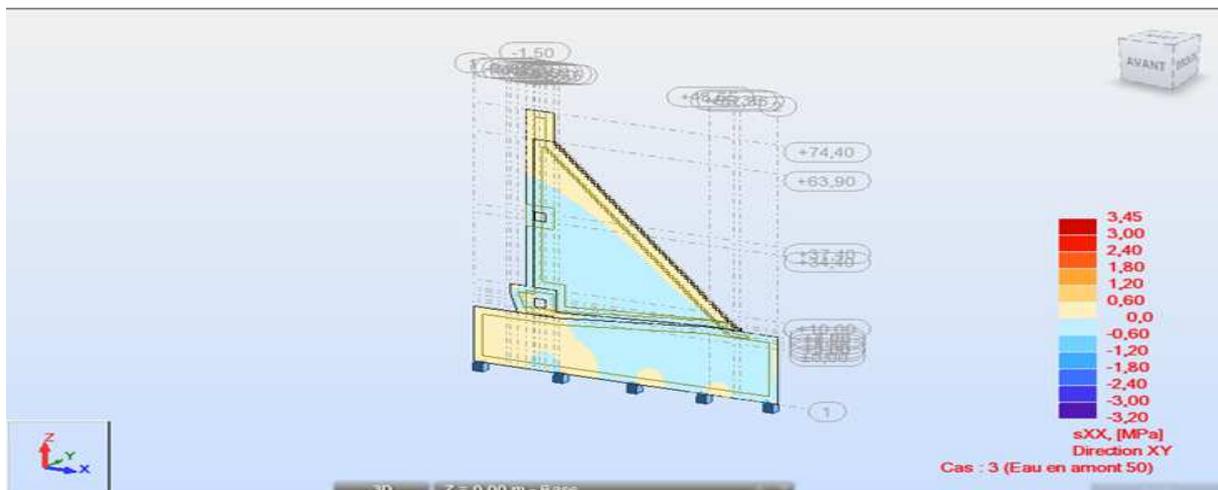


Figure 6.15 : Etat de contraintes (équilibre horizontal axe X)

Remarque :

Nous remarquons que le passage de la charge de 25 mètre à 50 mètre influe sur la teneur de contraintes appliquées, selon l'axe X elle sort de l'état d'équilibre vers une contrainte moyennement remarquable appliqué sur le pied amont et le masque aval.

- Selon l'axe Y :

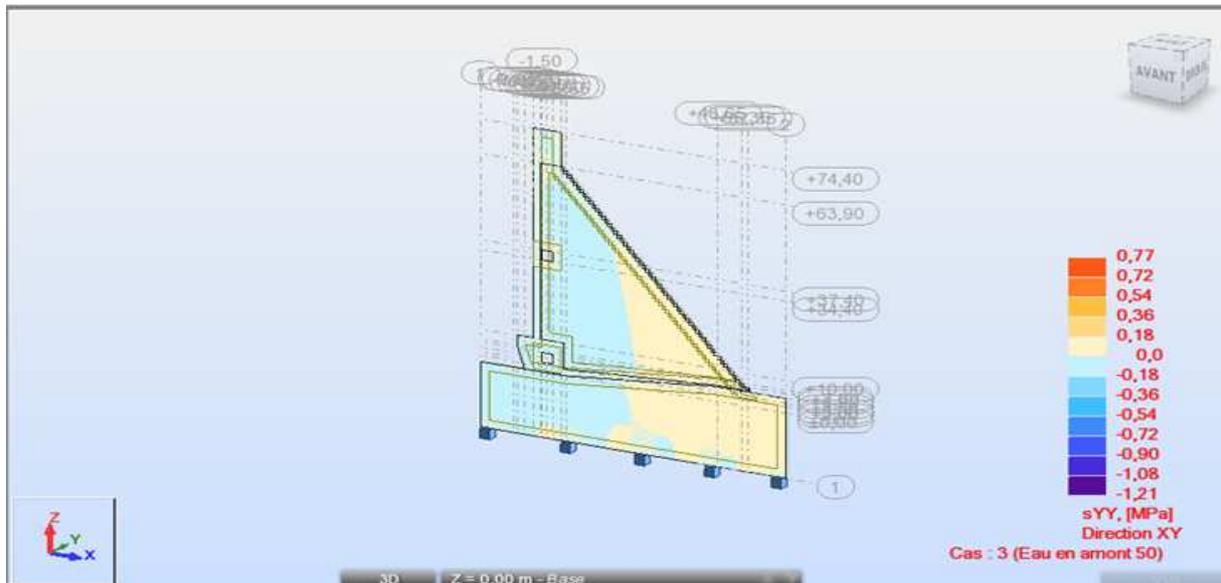


Figure 6.16 : Etat de contraintes (équilibre horizontal (axe Y))

Remarque :

La variation de la charge influe d'une manière remarquable sur la diffusion de la contrainte, sur le plan Y nous remarquons que la diffusion est élargi du pied aval jusqu'à atteindre le cœur du bloc.

- Selon l'axe Z:

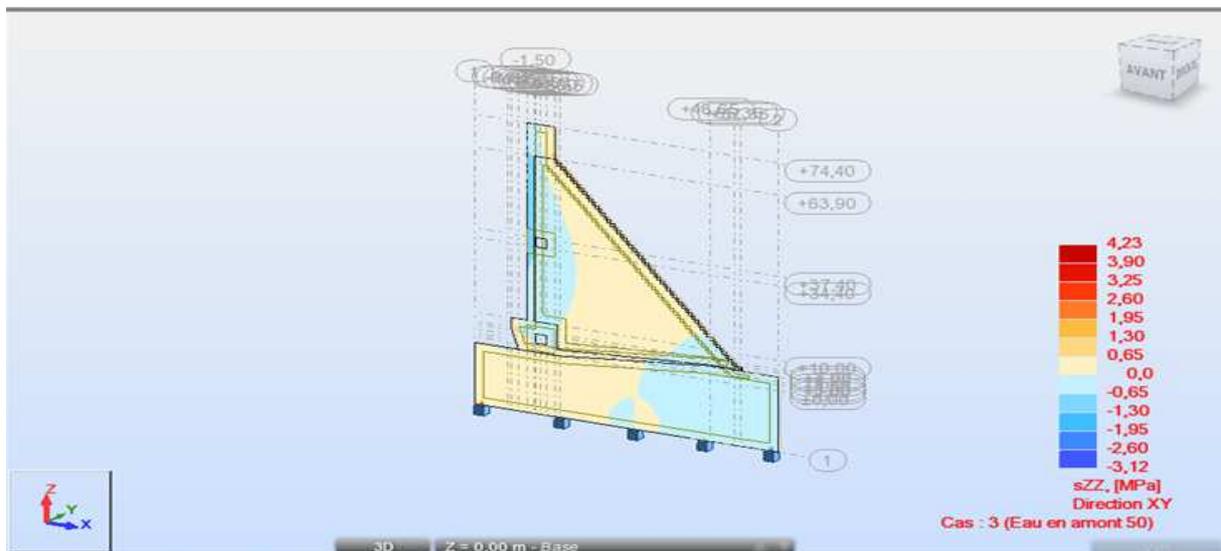


Figure 6.17 : Etat de contraintes (équilibre vertical axe X)

Remarque :

L'influence en double sens selon l'axe Z crée une déstabilisation au centre de gravité du bloc

- Déformation :
  - Selon l'axe X :

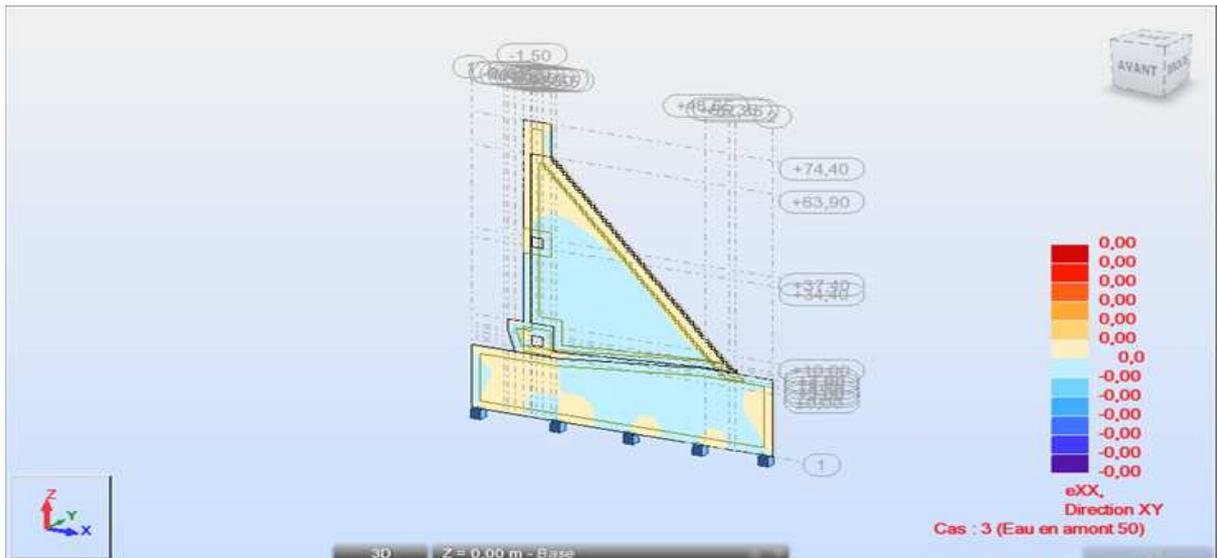


Figure 6.18 : Etat de déformation (axe X)

Remarque :

Suite au déplacement selon l'axe X cette charge n'implique pas une déformation, sauf que quelques traces sur le parement aval et le pied amont.

- Selon l'axe Y :

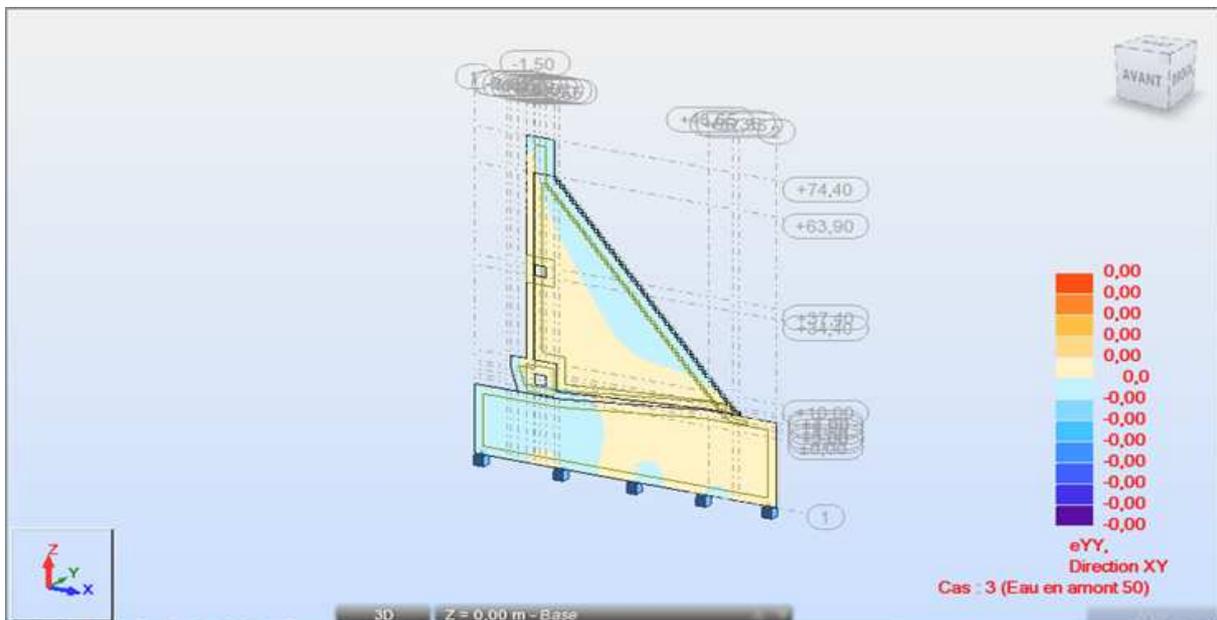


Figure 6.19 : Etat de déformation (axe Y)

Remarque :

Cette charge a causé une contrainte de déformation du pied aval allant vers le masque amont selon les déplacements latéraux.

- Selon l'axe Z :

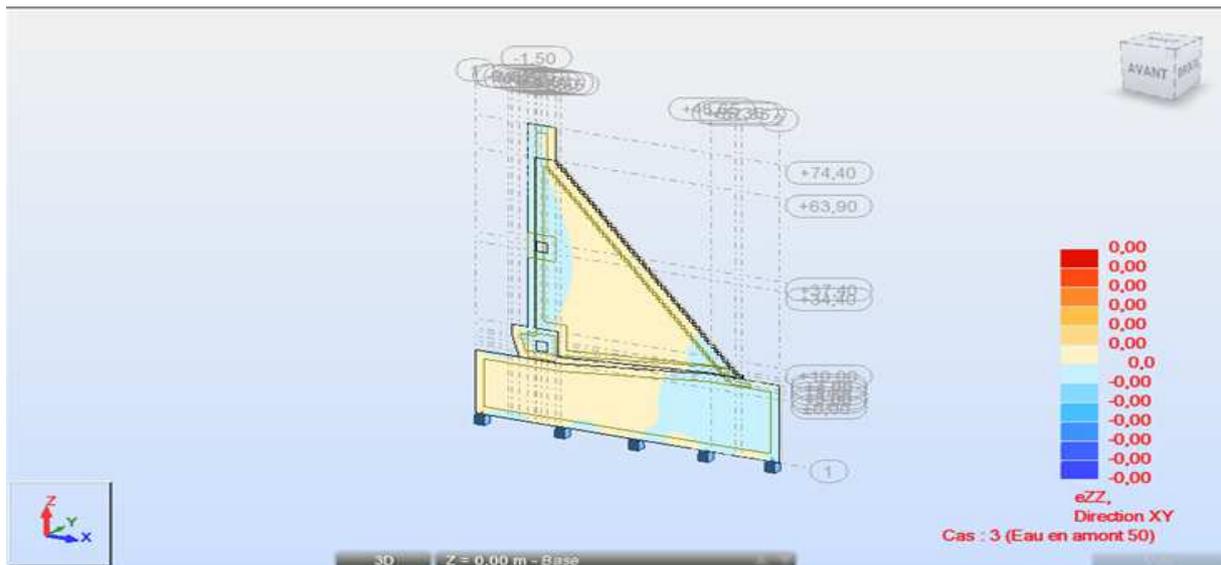


Figure 6.20 : Etat de déformation ( axe Z)

Remarque :

Suite au fait des efforts exercés en double sens sur le bloc, il y aura un effet de résistance au renversement traduit sur le pied amont et la contrainte du poids du bloc.

- Déplacement globaux :
  - Selon l'axe X :

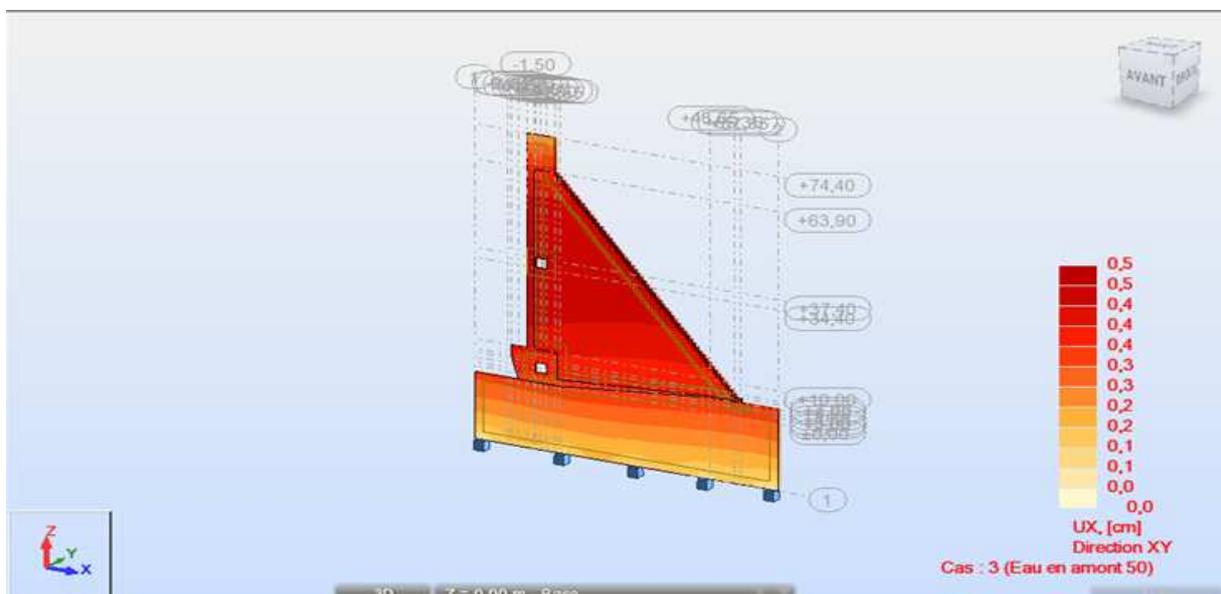


Figure 6.21 : Etat de déplacement ( axe X)

Remarque :

Puisque cette charge est importante par rapport à 25 m, nous remarquons que les déplacements ont pris un niveau élevé en fonction de la nouvelle valeur de la charge.

- Selon l'axe Y :

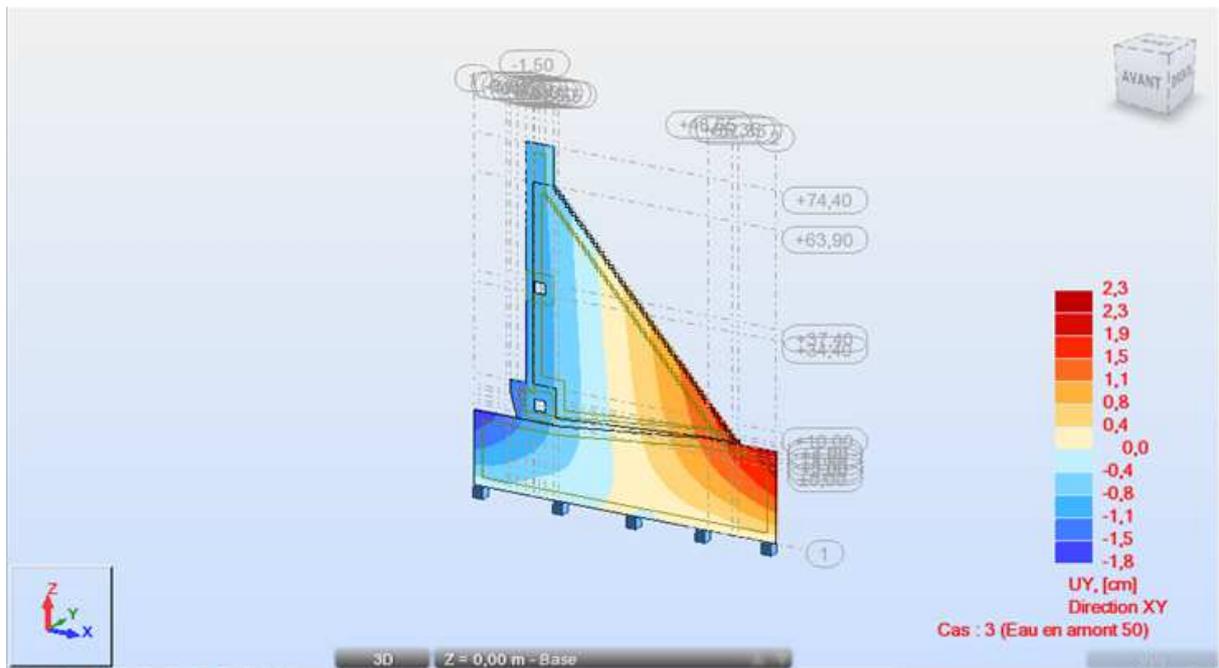


Figure 6.22 : Etat de déplacement ( axe Y)

Remarque

Les déplacements latéraux sont importants sur le pied aval

- Selon l'axe Z :

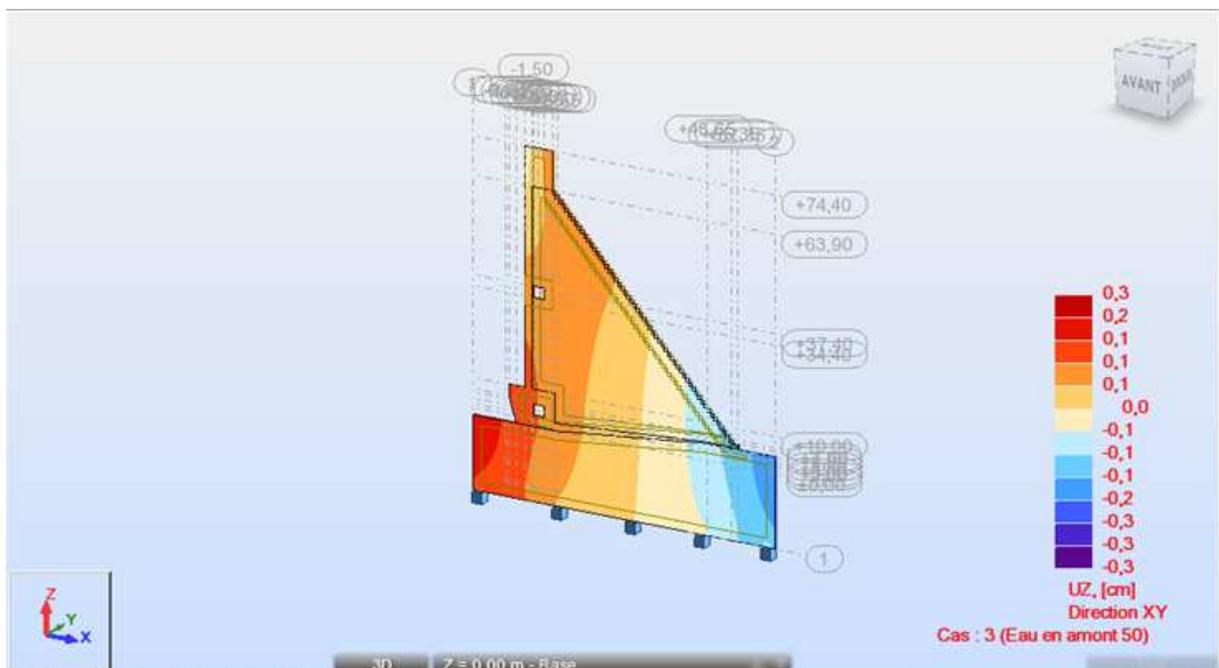


Figure 6.23 : Etat de déplacement (axe Z)

Remarque : L'effet stabilisateur de la composante verticale de la poussée applique une contrainte d'enfoncement vers le bas.

- Déplacements totaux :

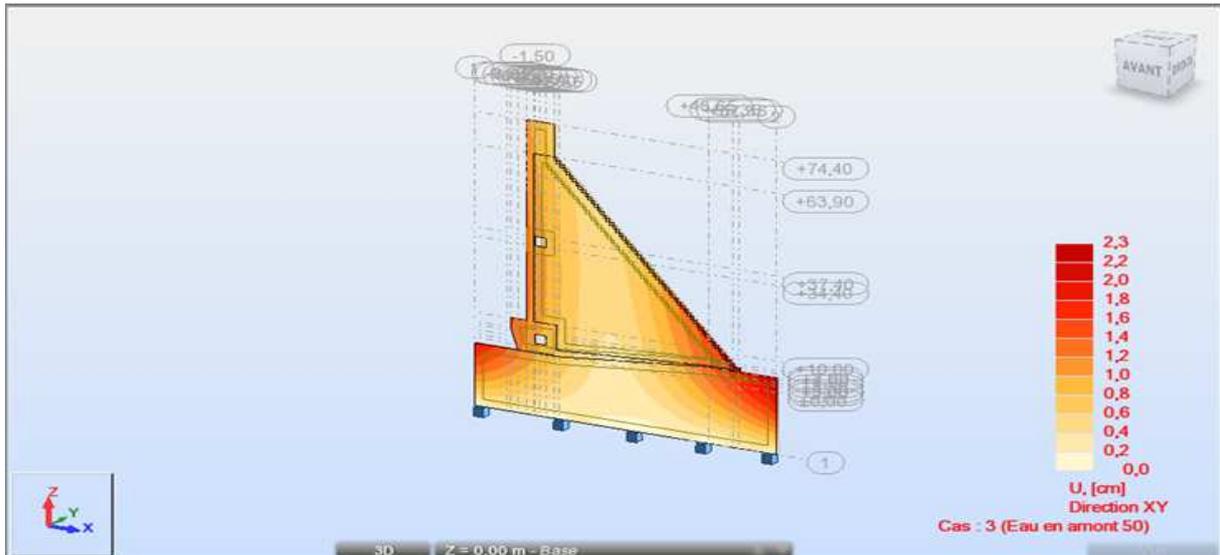


Figure 6.24 : Etat de déplacements totaux ( totale)

Remarque :

Même constat par rapport à la charge de 25 m est constaté, mais la teneur a presque été doublée.

#### 6.3.4. Charge d'eau au niveau 76.5 m :

- Contraintes :
  - Selon l'axe X :

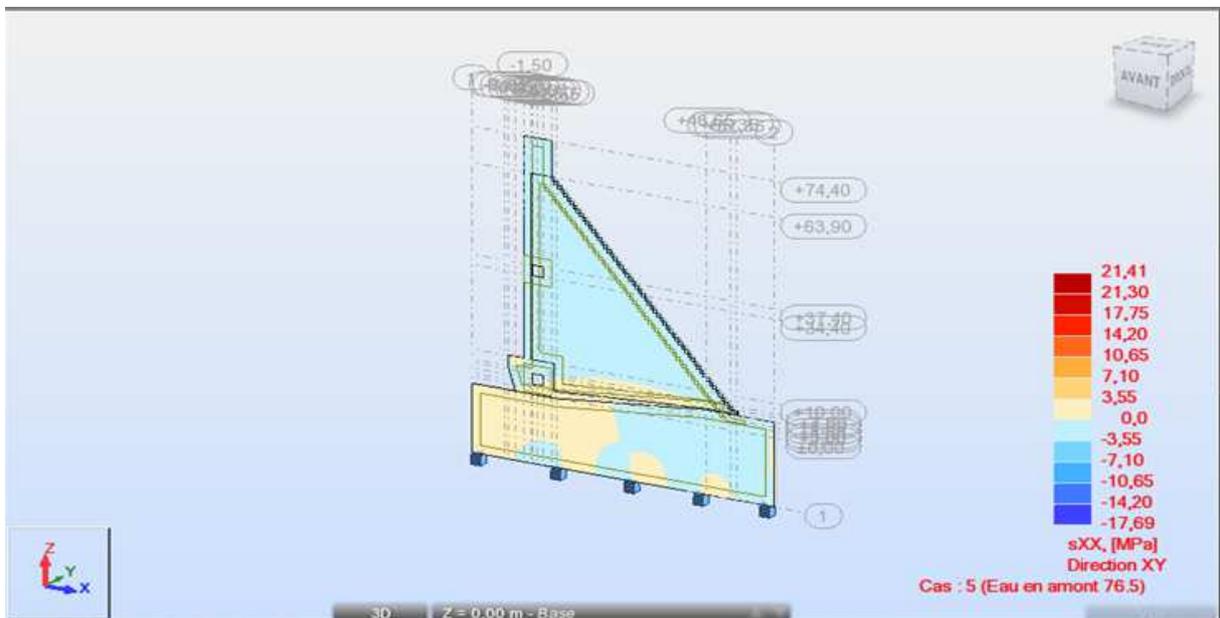


Figure 6.25: Etat de contraintes (équilibre horizontal axe X)

Remarque :

Suite au poids considérable du bloc, la contrainte exercée par la poussée n'est pas importante. Selon l'axe X

- Selon l'axe Y :

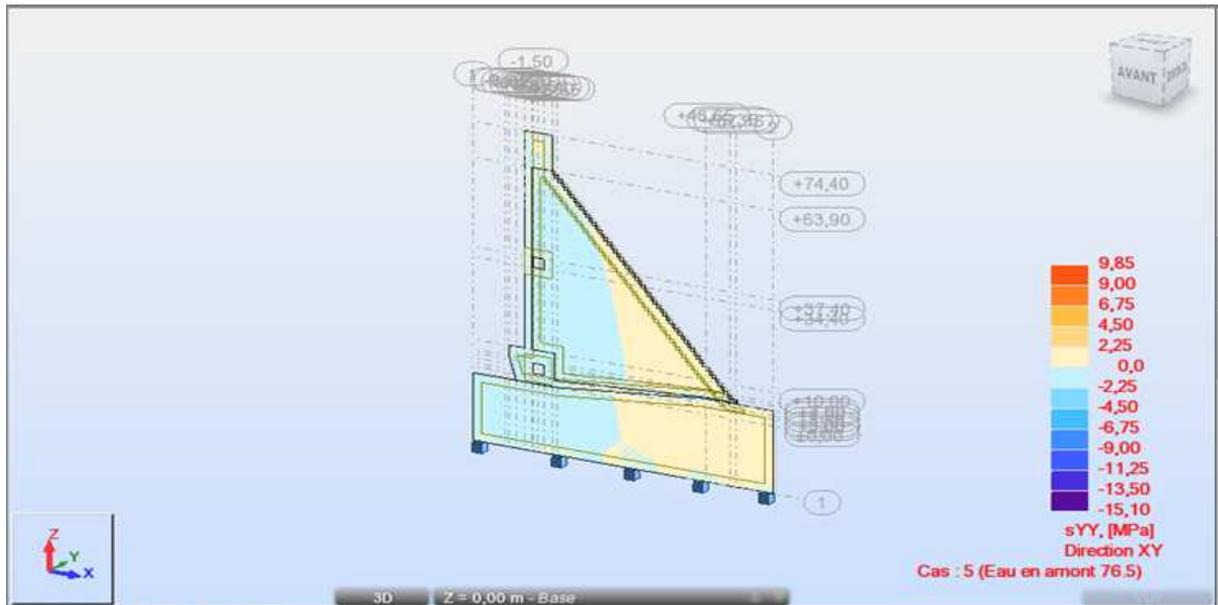


Figure 6.26 : Etat de contraintes (équilibre horizontal axe YY) [MPa]

Remarque :

Le passage de la charge de 25 m à 50 m à 76,5 m est remarquable sur le plan des contraintes selon l'axe YY, la contrainte se fait propager du pied aval vers le centre de gravité du bloc.

- Selon l'axe Z :

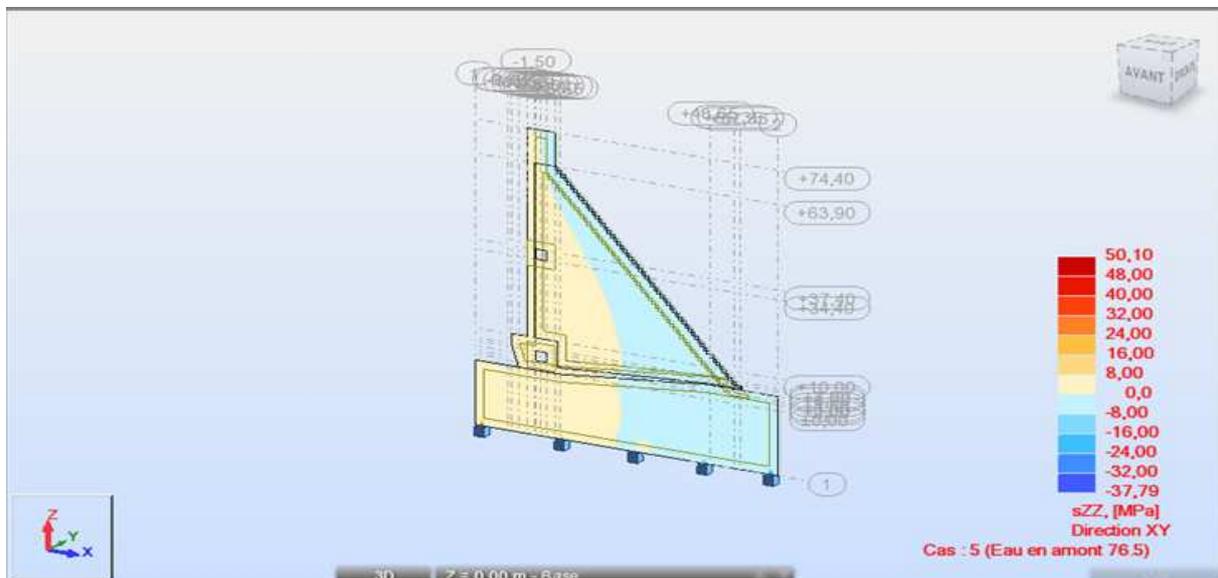


Figure 6.27 : Etat de contraintes (équilibre vertical axe Z)

Remarque :

Le stabilisateur de la composante tangentielle verticale de la poussée de l'eau est remarquable sur le plan des contraintes, on remarque que ces dernières propagent du pied amont vers le centre de gravité du bloc.

- Déformation :
  - Selon l'axe X :

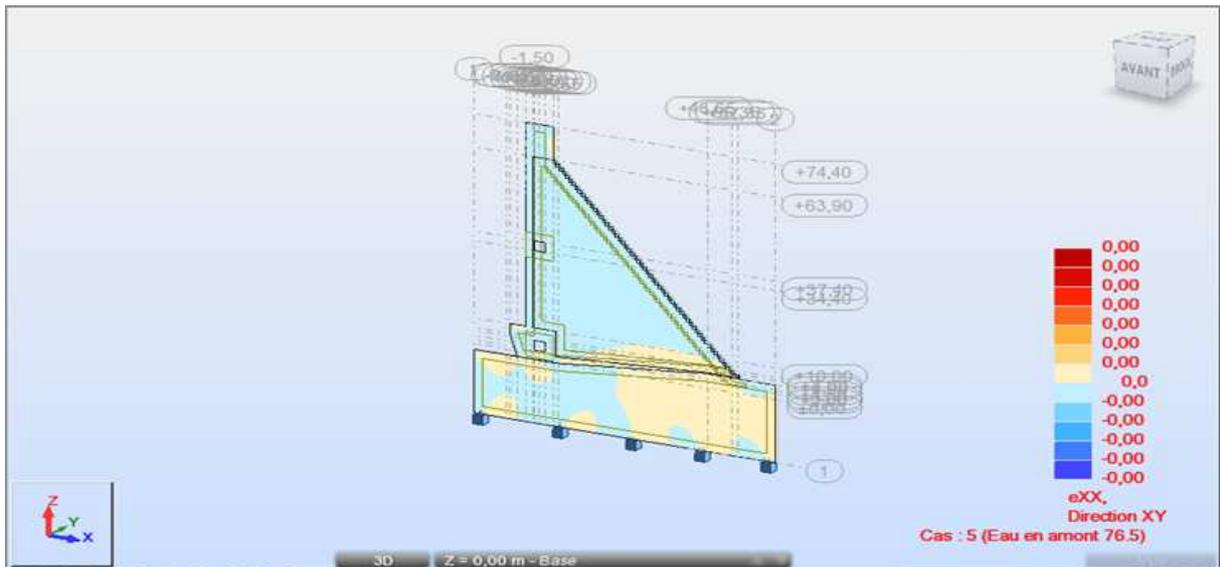


Figure 6.28 : Etat de déformation (axe X)

Remarque :

Les déformations selon l'axe X sont dû à l'effet de glissement par la poussé de l'eau, la résistance est remarquable

- Selon l'axe Y :

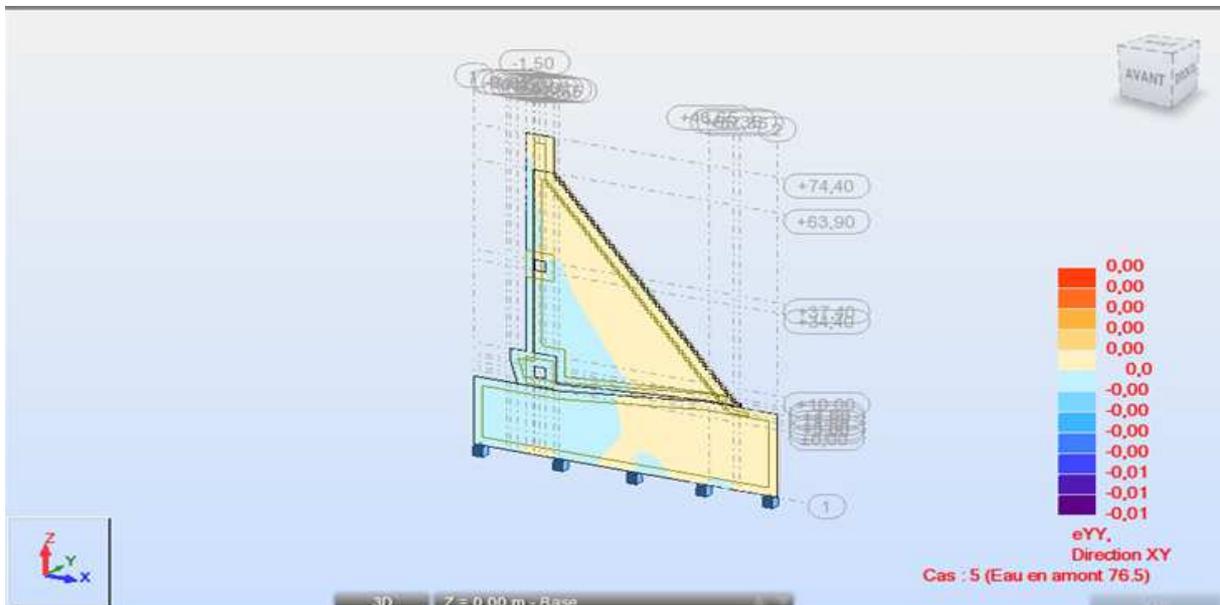


Figure 6.29 : Etat de déformation (axe Y)

Remarque :

La propagation de la contrainte de déformation selon l'axe Y du pied aval vers le centre de gravité est très remarquable dû au changement en teneur de la charge hydraulique.

- Selon l'axe Z :

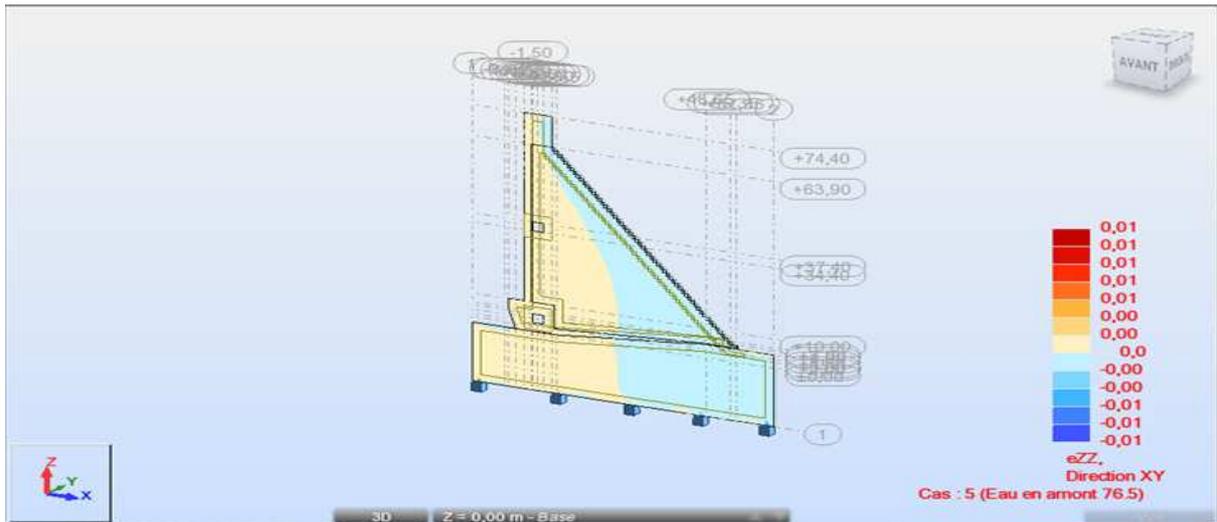


Figure 6.30 : Etat de déformation ( axe Z)

Remarque :

Les risques de déformation selon l'axe des ZZ sont dus à l'effet stabilisateur dû à la composante tangentielle verticale et le taux de propagation est dû à la hausse en teneur de la charge hydraulique.

- déplacement globaux :
- Selon l'axe X :

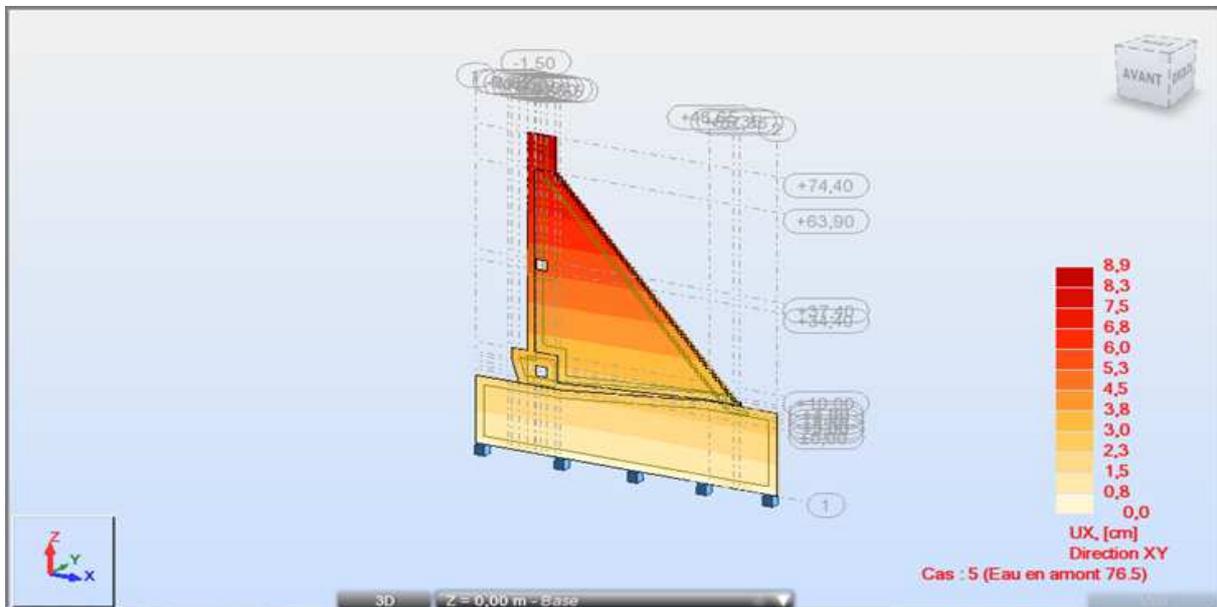


Figure 6.31 : Etat de déplacement ( axe X)

Remarque :

On remarque que le centre de la poussée de l'eau se déplace au fur et à mesure avec la hausse du niveau d'eau dans la retenue. C'est pour cela les déplacements sont en haut plus qu'en bas.

- Selon l'axe Y :

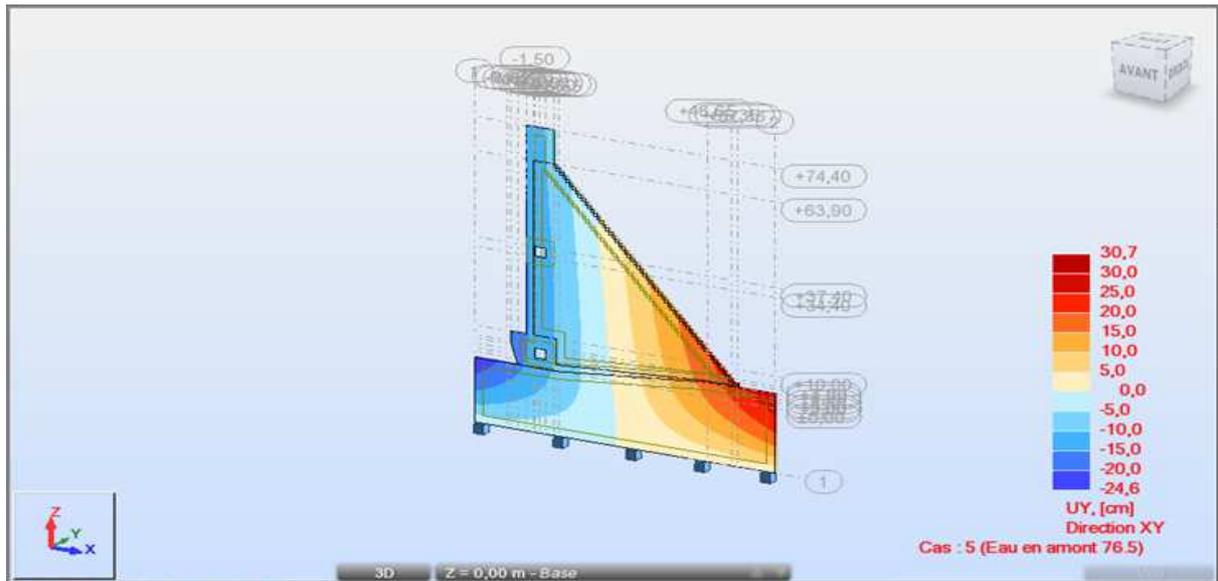


Figure 6.32 : Etat de déplacement (axe Y)

Remarque :

Le point le plus sensible dans les déplacements latéraux est le pied aval mais la teneur est fonction de la teneur en charge hydraulique.

- Selon l'axe Z :

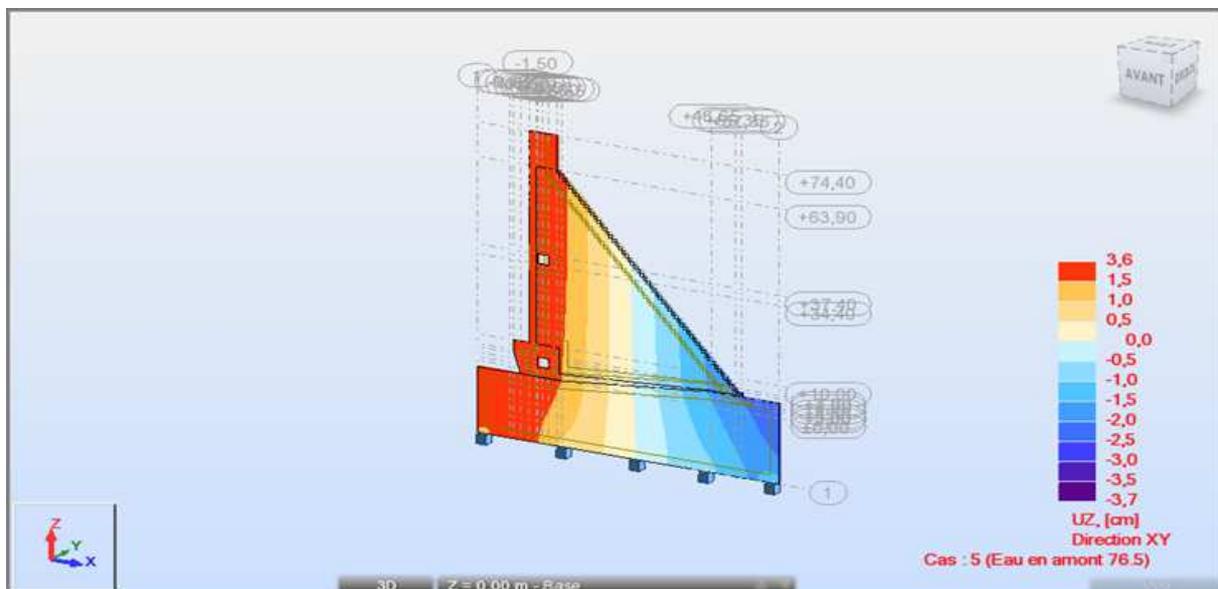


Figure 6.33 : Etat de déplacement (axe Z)

Remarque :

Le fait de stabilité créée par la composante verticale de la poussée implique un effet d'enfoncement en bas du pied amont poursuivie par le bloc en sa partie amont.

- Déplacements totaux :

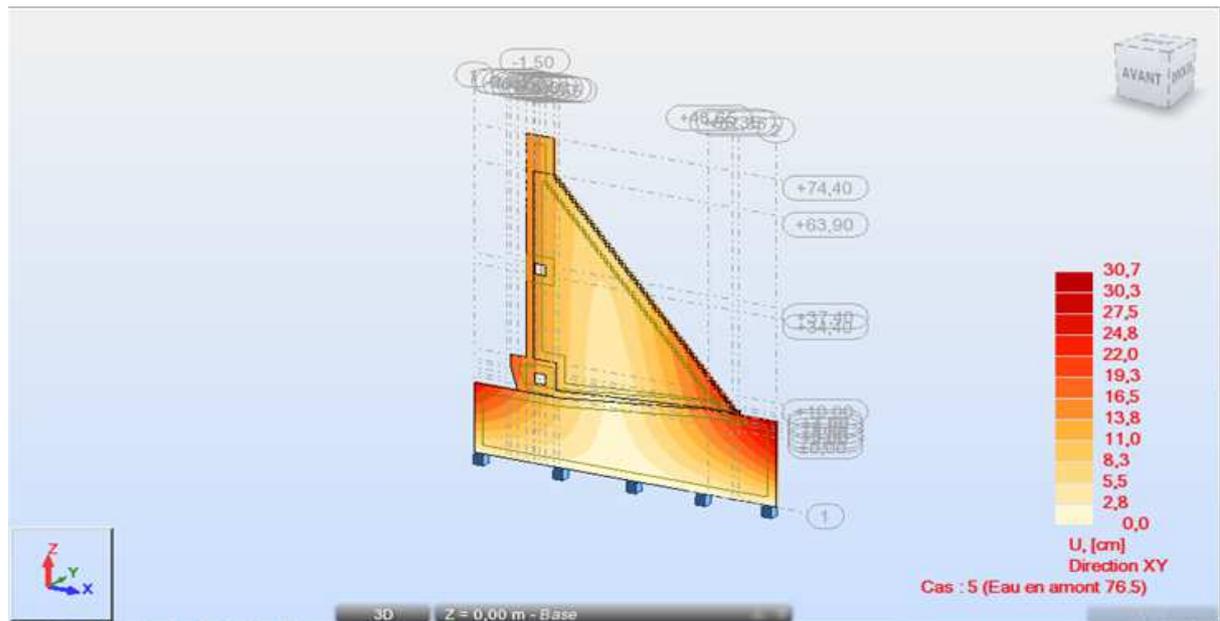


Figure 6.34 : Etat de déplacement totale

Remarque :

Deux points sensibles en déplacement selon l'axe Z, le premier est du à la stabilité par la composante verticale de la poussée et le poids du bloc et l'autre est au renversement par la composante horizontale de la poussée

#### 6.4. Conclusion :

On peut conclure que la charge hydraulique de 76.5 m est optimale pour le bon fonctionnement de notre barrage, un équilibre hydrodynamique sur toutes les directions

## Conclusion générale

L'étude de ce projet représente une expérience très enrichissante pour nous afin d'exploiter les connaissances acquises tout au long de notre cycle de formation. L'étude nous a permis d'améliorer nos connaissances de fonctionnement, les phases de construction, la stabilité et l'état de contraintes.

L'objectif de notre travail a été de d'étudier le barrage de Bouzina dans la Wilaya de Batna.

A la lumière des données statistiques de ANBT, les barrages en terre sont ceux qui dominent la plupart des barrages en Algérie est du type en terre en cause de leur :

- Facilité de construction,
- Coût réduit,
- et la disponibilité de gisement (matières première).

Vue à la nature et les conditions géologiques et géotechniques de notre site, la vallée est étroite, l'avancement rapide de réalisation, la disponibilité de gisement (carrière), tout cela permis le choix d'un barrage en BCR.

D'après les rapports réalisés par l'ANBT illustrant les essais in situ et en laboratoire, on a pu conclure que :

- La disponibilité de gisement et la qualité de ses matériaux suffisent largement à la construction du barrage
- La nature et les caractéristiques de la fondation de barrage résistent à l'effet du poids de barrage y compris l'effort exercé par poussée de l'eau.

Par synthèse de l'étude de stabilité effectuée sur notre barrage, les résultats représentent une satisfaction dans toutes les combinaisons des charges. La stabilité du barrage était validée selon les normes en vigueur.

Ensuite, nous avons présenté les traitements des fondations contre les infiltrations avec ses diversités qui pu répondre aux exigences pour renforcer l'étanchéité de l'assise de notre barrage

En comparant la période théorique de réalisation de notre barrage par l'état réel traduit par la partie d'évolution de travaux, nous constatons que l'entreprise n'a pas respecté le délai de rigueur, cela suite à la succession de gérance de réalisation et l'insuffisance de moyens matériels.

Enfin, nous concluons, dans une étude de contraintes, que la charge hydraulique de 76.5 m est optimale pour le bon fonctionnement du barrage ainsi un équilibre hydrodynamique sur toutes les directions.

## Bibliographie

1. **Agence national des barrage et transfert**, direction de l'étude technique, avant projet détaillé et dossier d'appel d'offres pour les travaux, dossier X-02 : note de calcul, (Alger, janvier 2013)
2. **Agence national des barrages et transfert**, direction des études technique, documents d'information, Volume I mémoire de synthèse (Alger, novembre 2012)
3. **Agence national des barrages et transfert**, direction des études technique, documents d'information, Volume II - Cahier de plans (Alger, novembre 2012)
4. **Alphonse Mayer**. Quelques réflexions sur l'utilisation des injections dans les barrages. (2007)
5. **Carrère. A.**, Barrages, Traité construction, C5 555, p 2-24. (1994)
6. Cours Barrage, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Lausanne, 2006).
7. **Claude Marche** Barrages, crues de rupture et protection civile. Presse internationale polytechnique (2004).
8. **Danila Gouvenot**, Barrages & Réservoirs, L'érosion interne. (1997).
9. **Danial Gouvenot**, Traitement des fruits : nouvelles technologies, p1-28. (1998)
10. **Giovanni Lombardi.**, Idées reçues sur l'injection des roches, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. (Lausanne, 998)
11. **Giovanni Lombardi.**, Aspect spécifiques de l'injection du massif rocheux, symposium sur l'injection. (Rabat. 2007)
12. **Rouissat. Bouchrit**, Cours de barrage, 4ème année génie civil, département de génie civil, Université AbouBekr Belkaid, (Tlemcen. 2009/2010)
13. **Schleiss Anton J. et Pougatsch Henri**, les Barrages du projet à la mis en service,
14. **Schleiss Anton J. et Pougatsch Henri**, Les barrages, du projet à la mise en service, Vol17, Presses polytechniques et universitaire romandes. (Lausanne, 2011)
15. **Stucky. M. J**, Aménagement de chutes d'eau et irrigation: Barrages en béton, p114-125, école polytechnique fédérale, (Lausanne, 1975).

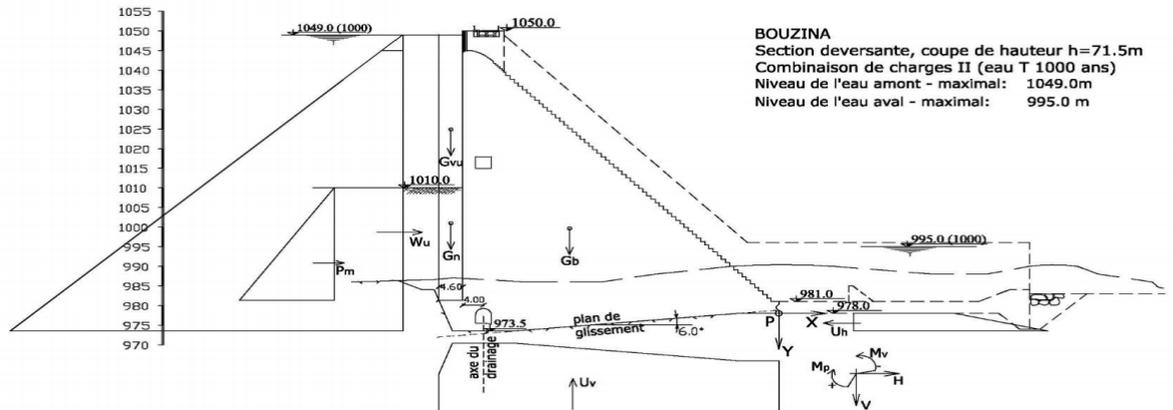
# Annexe

## ANNEXE : Résultats de Calcul de stabilité

### 1.1. Section déversante :

#### 1.1.1. Section déversante – Combinaison de charges II :

- Les différent charge applique sont illustre ci-dessous :



**Figure 1.1:** Section déversante – Combinaison de charges II

#### 1.1.1.1. Combinaison de charges (eau T 1000 ans) Stabilité :

- Les informations de la section sont les suivant :

Cote de retenue normale	1049.00m	Hauteur de la colonne d'eau	75.50 m
Niveau de l'eau aval	995.00m	Hauteur de la colonne d'eau	17.00 m
Cote de la fondation du côté amont	973.50 m	Cote de la fondation du côté aval	978.00m
Inclinaison du plan de glissement	$\alpha=6.0^\circ = 0.10 \text{ rad}$	$\cos(\alpha)=0.99$	$\sin(\alpha)= 0.10$
Cote du débit solide du côté amont	1010.00m	Hauteur du débit solide =	28.70m
Cote inférieure du béton du côté aval	978.00m		

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	M(P)	M(V)
		[kN]		[m]		[kN.m]	
Poids propre du barrage	Gb	56306		- 41.41			2275247
Poids de l'eau en amont	Gvu	3114		- 63.33			197216
Poids du débit solide	Gn	1452		- 63.33			91966
Sous - pression verticale	Uv	-21379		- 39.74		849591	
Pression du débit solide au repos	Pm		2617		-12.87	33667	
Eau amont	Wu		28501		- 20,67	589026	
Sous - pression horizontale	Uh		-1285		2.49	3200	
$\Sigma=$		<b>39494kN</b>	29833		$\Sigma=$	1475483	2564429

**Tableau 1.1:** Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges II ‘stabilité’)

- **Coefficient de sécurité contre le glissement** : il est calculé par  $K = tg \phi r \cdot \frac{N}{T}$

$$V = \sum V = 39494 \text{ KN} \quad V \cos(\alpha) = 39278 \quad V \sin(\alpha) = 4126 \quad [\text{KN}]$$

$$H = \sum H = 29833 \text{ KN} \quad H \cos(\alpha) = 29670 \quad H \sin(\alpha) = 3117 \quad [\text{KN}]$$

$$N = V \cos(\alpha) + H \sin(\alpha) = 42395 \text{ KN}$$

$$T = H \cos(\alpha) - V \sin(\alpha) = 25544 \text{ KN} \quad tg(\Phi_i) = 0.70$$

$K = 1.16 > 1.10$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le renversement autour du point 'P'** : il est calculé par

$$k = \frac{\sum M_p}{\sum M_v}$$

$k = 1.74 > 1.30$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le flottement** : il est calculé par  $k = \frac{V_d}{V_g}$

$$V_d = G_b + G_{vu} + G_n = 60873 \text{ kN} \quad V_g = -U_v = 21379 \text{ KN}$$

D'où :  $k = 2.85 > 1.10$  le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

### 1.1.1.2. Combinaison de charges (eau T 1000 ans) Contraintes dans le sol :

- Les informations de la section sont les suivant :

Cote de retenue normale 1049.00 m Niveau de l'eau aval 995.00 m

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	Xt	Yt	M(v)	M(h)	
		[kN]		[m]				[kNm]		
Poids propre du barrage	G <sub>b</sub>	56306		-41.41		-8.89		-500759		
Poids de l'eau en amont	G <sub>vu</sub>	3114		63.33		31.81		-99072		
Poids du débit solide	G <sub>n</sub>	1452		63.33		31.81		-46199		
Sous - pression verticale	U <sub>v</sub>	-21379		39.74		-8.23		175843		
Pression du débit solide au repos	P <sub>m</sub>		2617		12.87		17.37		45442	
Eau amont	W <sub>u</sub>		28501		20.67		25.17		717281	
Sous - pression horizontale	U <sub>h</sub>		-866		2.34		2.16		-1871	
Poids de la roche	G <sub>s</sub>	1986		17.33		14.19		28177		
$\Sigma V =$		41480 kN						$\Sigma M =$	-442009	760852
								$\Sigma M =$	318843 kNm	

**Tableau 1.2:** Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges II ‘contrainte dans le sol’)



### 1.1.2.1. Combinaison de charges (eau T 10 000 ans) Stabilité :

- Les informations de la section sont les suivantes :

Cote de retenue normale 1050.00m Hauteur de la colonne d'eau 76.50 m  
 Niveau de l'eau aval 997.30m Hauteur de la colonne d'eau 19.30 m  
 Cote de la fondation du côté amont 973.50 m  
 Cote de la fondation du côté aval 978.00m  
 Inclinaison du plan de glissement  $\alpha=6.0^\circ =0.10 \text{ rad}$   $\cos(\alpha)=0.99$   $\sin(\alpha)= 0.10$   
 Cote du débit solide du côté amont 1010.00m Hauteur du débit solide = 28.70m  
 Cote inférieure du béton du côté aval 978.00m

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	M(P)	M(V)
		[kN]		[m]		[kNm]	
Poids propre du barrage	Gb	56306		- 41.41			2275247
Poids de l'eau en amont	Gvu	3160		- 63.33			200128
Poids du débit solide	Gn	1452		- 63.33			91966
Sous - pression verticale	Uv	-21679		- 39.20		889098	
Pression du débit solide au repos	Pm		2617		-12.87	33667	
Eau amont	Wu		29261		- 21,67	614486	
Sous - pression horizontale	Uh		-1378		2.47	3405	
	$\Sigma=$	<b>38340kN</b>	30500		$\Sigma=$	1540656	2567341

**Tableau 1.3 :** Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges III ‘stabilité’)

- Coefficient de sécurité contre le glissement :** il est calculé par  $K = tg \phi_r \cdot \frac{N}{T}$

$$V = \sum V = 38340 \text{ KN} \quad V \cos(\alpha) = 38031 \quad V \sin(\alpha) = 3995 [\text{KN}]$$

$$H = \sum H = 30500 \text{ KN} \quad H \cos(\alpha) = 30333 \quad H \sin(\alpha) = 3186 [\text{KN}]$$

$$N = V \cos(\alpha) + H \sin(\alpha) = 41217 \text{ KN}$$

$$T = H \cos(\alpha) - V \sin(\alpha) = 26337 \text{ KN} \quad tg(\Phi_r) = 0.70$$

$K = 1.10 > 1.05$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- Coefficient de sécurité contre le renversement autour du point 'P' :** il est calculé par

$$k = \frac{\sum M_p}{\sum M_v}$$

$k = 1.67 > 1.10$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le flottement** : il est calculé par

$$k = \frac{V_d}{V_g}$$

$$V_d = G_b + G_{vu} + G_n = 60919 \text{ kN}$$

$$V_g = -U_v = 22679 \text{ KN}$$

Avec :

$k = 2.69 > 1.10$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

### 1.1.2.2. Combinaison de charges (eau T 10 000 ans) Contraintes dans le sol :

- Les informations de la section sont les suivant :

Cote de retenue normale 1050 .00 m

Niveau de l'eau aval 997.30 m

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	Xt	Yt	M(v)	M(h)
		[kN]		[m]				[kNm]	
Poids propre du barrage	Gb	56306		-41.41		-8.89		-500759	
Poids de l'eau en amont	Gvu	3160		-63.33		-31.81		-100534	
Poids du débit solide	Gn	1452		-63.33		-31.81		-46199	
Sous - pression verticale	Uv	-22679		-39.20		-7.69		174381	
Pression du débit solide au repos	Pm		2617		-12.87		17.37		45442
Eau amont	Wu		29261		-21.00		25.50		746162
Sous - pression horizontale	Uh		-970		2.33		2.17		-2104
Poids de la roche	Gs	1986		-17.33		14.19		28177	
$\Sigma V =$		40226kN						$\Sigma M =$ -444935	789499
								$\Sigma M =$ 344565 kNm	

**Tableau 1.4:** Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges III ‘contrainte dans le sol’)

**Avec :**

yt = distance verticale entre le point des forces horizontales et le centre de gravité du joint de fondation

xt = distance horizontale entre le point des forces verticales et le centre de gravité du joint de fondation

d= 63.03 m longueur de la section analysée

d/2= 31.52 m

b= 1.00 m largeur de la section analysée

$A=d*b=$  63.0 m<sup>2</sup> surface du joint de fondation

$W=\frac{b*d^2}{6}=$  662 m<sup>3</sup> moment de résistance du joint de fondation

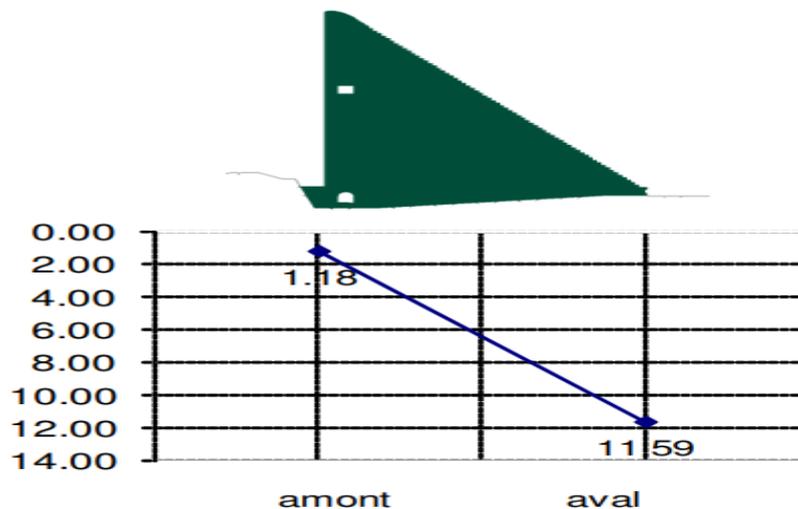
**Les contraintes sont :**

$\sigma_n = \Sigma V/A =$  638 kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de la force verticale

$\sigma_m = \Sigma M/W =$  520 kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de l'excentricité de la force verticale

$\sigma_n - \sigma_m =$  118 kN/m<sup>2</sup> = 1.18 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement amont

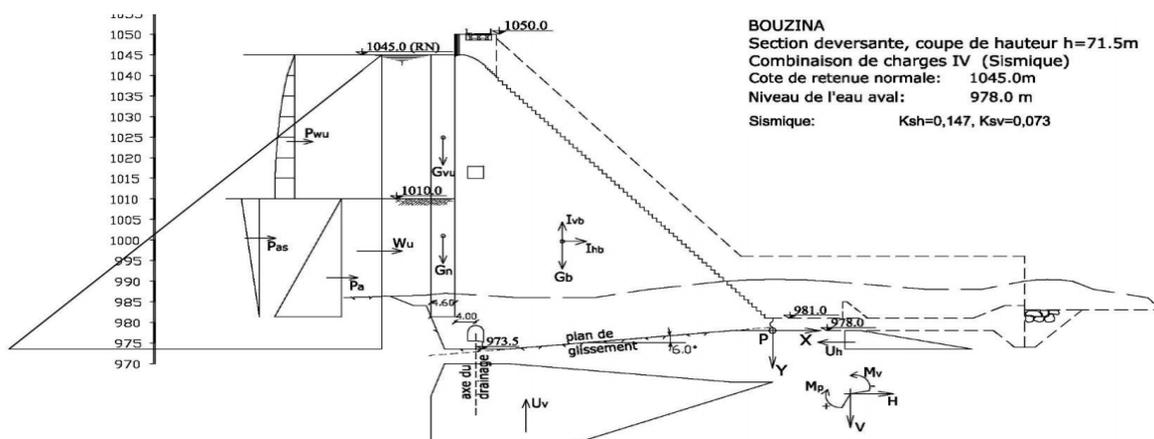
$\sigma_n + \sigma_m =$  1159 kN/m<sup>2</sup> = 11.59 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement aval



**Figure 1.4:** Contraintes (plan horizontale à la cote 973,5m)

### 1.1.3. Section déversante – Combinaison de charges IV :

- Les différents charges appliqués sont illustrés ci-dessous :



**Figure 1.5 :** Section déversante – Combinaison de charges IV

### 1.1.3.1. Combinaison de charges (Sismique) Stabilité :

- Les informations de la section sont les suivantes :

Cote de retenue normale 1045.00m

Hauteur de la colonne d'eau 71.50 m

Niveau de l'eau aval 978.00m

Hauteur de la colonne d'eau 0.00 m

Effet du séisme  $K_{sh} = 0.147$  et  $K_{sv} = 0.073$

Cote de la fondation du côté amont 973.50 m

Cote de la fondation du côté aval 978.00m

Inclinaison du plan de glissement  $\alpha = 6.0^\circ = 0.10 \text{ rad}$

$\cos(\alpha) = 0.99$   $\sin(\alpha) = 0.10$

Cote du débit solide du côté amont 1010.00m

Hauteur du débit solide = 28.70m

Cote inférieure du béton du côté aval 978.00m

Ajout à la pression horizontale de l'eau aval due à la sismicité - Westergaard en amont

$$P_z = \left( \frac{C_m}{z} \cdot \left( \frac{z}{h} \cdot \left( 2 - \frac{z}{h} \right) + \sqrt{\frac{z}{h} \cdot \left( 2 - \frac{z}{h} \right)} \right) \right) \cdot \frac{a}{g} \cdot \gamma_w \cdot h = 38.14 \text{ KN/m}^2$$

$\theta = 0^\circ$   $C_m = 0.743$   $h = 35.0 \text{ m} = \text{const.}$

$z = 35.0 \text{ m}$   $z/h = 1.00$   $2 - z/h = 1.00$   $z/h \cdot (2 - z/h) = 1.00$

$P_w = 0.726 \cdot p_z \cdot z = 969 \text{ kN for m} = 969 \text{ KN}$  Force horizontale totale en dessus de la coupe

$M = 0.299 \cdot p_z \cdot z^2 = 13970 \text{ kN for m} = 13970 \text{ KN.m}$  Moment total en dessus de la coupe

$H_p = M/P = 14.41 \text{ m}$  Bras de la force horizontale par rapport à la cote du débit solide

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	M(P)	M(V)
		[kN]		[m]		[kNm]	
Poids propre du barrage	Gb	56306		- 41.41			2275247
Poids de l'eau en amont	Gvu	2930		- 63.33			185564
Poids du débit solide	Gn	1452		- 63.33			91966
Sous - pression verticale	Uv	- 12302		- 47.38		582837	
Pression du débit solide Statique	Pa		1839		- 12.87	23657	
Pression du débit solide Sismique	Pas		494		- 22.43	11074	
Eau amont	Wu		25561		- 19.33	494184	
Sous - pression horizontale	Uh		-621		2.83	1757	
Force d'inertie hor. du barrage	Ihb		8258		- 21.66	178856	
Force d'inertie ver. du barrage	Ivb	-4129		- 40.41		166851	
Westergard en amont	Pwu		969		- 46.41	44983	
	Σ=	44258 kN	36500		Σ=	1504199	2552777

**Tableau 1.5:** Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges sismique ‘stabilité’)

- **Coefficient de sécurité contre le glissement :** il est calculé

$$K = tg\phi_r \cdot \frac{N}{T}$$

$$V = \sum V = 44258 \text{ KN} \quad V \cos(\alpha) = 44016 \quad V \sin(\alpha) = 4624 [\text{KN}]$$

$$H = \sum H = 36500 \text{ KN} \quad H \cos(\alpha) = 36300 \quad H \sin(\alpha) = 3813 [\text{KN}]$$

$$N = V \cos(\alpha) + H \sin(\alpha) = 47829 \text{ KN}$$

$$T = H \cos(\alpha) - V \sin(\alpha) = 31677 \text{ KN} \quad tg(\phi_r) = 0.70$$

$K = 1.06 > 1.05$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le renversement autour du point `P` :** il est calculé par

$$k = \frac{\sum M_p}{\sum M_v}$$

$k = 1.70 > 1.10$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le flottement** : il est calculé par

$$k = \frac{V_d}{V_g}$$

$$V_d = G_b + G_{vu} + G_n = 60689 \text{ kN}$$

$$V_g = -U_v = 16431 \text{ KN}$$

$k = 3.69 > 1.30$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

### 1.1.3.2. Combinaison de charges (Sismique) Contraintes dans le sol :

- Les informations de la section sont les suivant :

Cote de retenue normale 1045.00m Niveau de l'eau aval 978.00m

Effet du séisme avec une accélération de  $a_h/g = 0.147$  et  $a_v/g = 0.073$

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	Xt	Yt	Mv	Mh
		[kN]		[m]				[kNm]	
Poids propre du barrage	Gb	56306		-40.41		-8.89		-500759	
Poids de l'eau en amont	Gvu	2930		-63.33		31.81		-93218	
Poids du débit solide	Gn	1452		-63.33		31.81		-46199	
Sous - pression verticale	Uv	-12302		-47.38		15.86		195153	
Pression du débit solide (statique)	Pa		1839		-12.87		17.37		31931
Pression du débit solide (sismique)	Pas		494		-22.43		26.93		13295
Eau amont	Wu		25561		-19.33		23.83		609210
Sous - pression horizontale	Uh		-101		3.00		1.50		-152
Force d'inertie hor. du Barrage	Ihb		8258		-21.66		26.16		216018
Force d'inertie ver. du barrage	Ivb	-4129		-40.41		-8.89		36722	
Westergard	Pwu		969		-46.41		50.91		49344
Poids dea roche	Gs	1986		-17.33		14.19		28177	
	$\Sigma V$	46244						$\Sigma M =$ -380124	919647
								$\Sigma M =$ 539523 kNm	

**Tableau 1.6 :** Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges sismique ‘contrainte dans le sol’)

**Avec :**

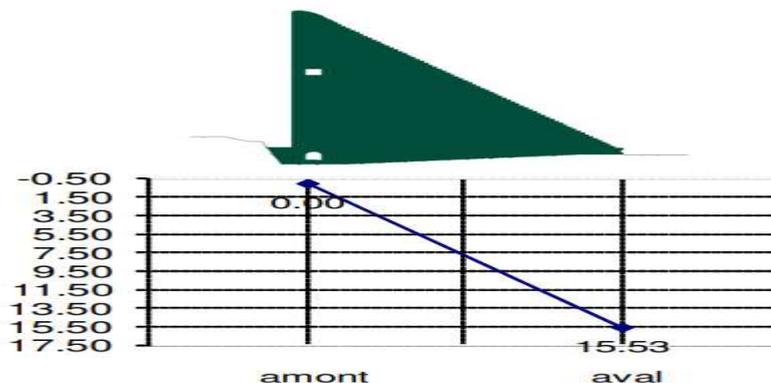
Yt = distance verticale entre le point des forces horizontales et le centre de gravité du joint de fondation

Xt = distance horizontale entre le point des forces verticales et le centre de gravité du joint de fondation

d=	63.03 m	longueur de la section analysée
d/2=	31.52 m	
b=	1.00 m	largeur de la section analysée
A=d*b=	63.0 m <sup>2</sup>	surface du joint de fondation
$W=\frac{b*d^2}{6} =$	662 m <sup>3</sup>	moment de résistance du joint de fondation

**Les contraintes sont :**

$\sigma_n = \Sigma V/A =$	743 kN/m <sup>2</sup>	contrainte dans le joint de fondation - conséquence de la force verticale
$\sigma_m = \Sigma M/W =$	815 kN/m <sup>2</sup>	contrainte dans le joint de fondation - conséquence de l'excentricité de la force verticale
$\sigma_n - \sigma_m =$	-81 kN/m <sup>2</sup> = -0.81 kg/cm <sup>2</sup>	contrainte sur le parement amont
$\sigma_n + \sigma_m =$	1549 kN/m <sup>2</sup> = 15.49 kg/cm <sup>2</sup>	contrainte sur le parement aval

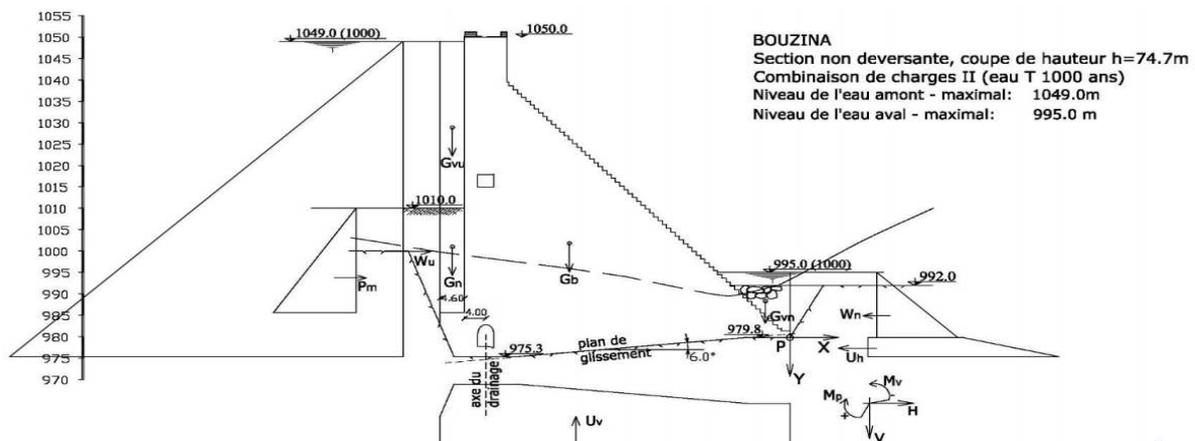


**Figure 1.6 :** Contraintes (plan horizontale à la cote 973,5m)

1.2. Section non déversante :

**1.2.1. Section non déversante – Combinaison de charges II :**

- Les différentes charges appliquées sont illustrées ci-dessous :



**Figure 1.7 :** Section non déversante – Combinaison de charges II

### 1.2.1.1. Combinaison de charges (eau T 1000 ans) Stabilité :

- Les informations de la section sont les suivantes :

Cote de retenue normale	1049.00m	Hauteur de la colonne d'eau	73.70 m
Niveau de l'eau aval	995.00m	Hauteur de la colonne d'eau	15.20 m
Cote de la fondation du côté amont	975.30 m		
Cote de la fondation du côté aval	979.80m		
Inclinaison du plan de glissement $\alpha=6.0^\circ = 0.10 \text{ rad}$	$\cos(\alpha)=0.99$	$\sin(\alpha)= 0.10$	
Cote du débit solide du côté amont	1010.00m	Hauteur du débit solide =	24.40m
Cote inférieure du béton du côté aval	979.80m		

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	M(P)	M(V)
		[kN]		[m]		[kNm]	
Poids propre du barrage	Gb	55159		- 41.43			2285199
Poids de l'eau en amont	Gvu	2917		- 63.43			185009
Poids du débit solide	Gn	1235		- 63.43			78341
Poids de l'eau en aval	Gvn	1035		-4.60			4764
Sous - pression verticale	Uv	-20223		- 40.21		813248	
Pression du débit solide au repos	Pm		1891		-13.92	26333	
Eau amont	Wu		27158		- 20,07	544980	
Eau aval	Wn		-1155		-5.07		5853
Sous - pression horizontale	Uh		-1205		2.50	3017	
	$\Sigma=$	40123kN	26689		$\Sigma=$	1387577	2559166

**Tableau 1.7 :** Résultat obtenue (Section non déversante – Combinaison de charges II ‘stabilité’)

- Coefficient de sécurité contre le glissement :** il est calculé par

$$K = tg \phi_r \cdot \frac{N}{T}$$

$$V = \sum V = 47082 \text{ KN} \quad V \cos(\alpha) = 39903 \quad V \sin(\alpha) = 4192 [\text{KN}]$$

$$H = \sum H = 25580 \text{ KN} \quad H \cos(\alpha) = 26543 \quad H \sin(\alpha) = 2788 [\text{KN}]$$

$$N = V \cos(\alpha) + H \sin(\alpha) = 42691 \text{ KN} \quad T = H \cos(\alpha) - V \sin(\alpha) = 22351 \text{ KN} \quad tg(\Phi_r) = 0.70$$

$K = 1.34 > 1.10$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le renversement autour du point 'P'** : il est calculé par

$$k = \frac{\sum M_p}{\sum M_v}$$

$k = 1.84 > 1.30$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le flottement** : il est calculé par

$$k = \frac{V_d}{V_g}$$

$V_d = G_b + G_{vu} + G_n = 60346 \text{ kN}$

$V_g = -U_v = 20223 \text{ KN}$

$k = 2.98 > 1.10$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

### 1.2.1.2. Combinaison de charges (eau T 1000 ans) Contraintes dans le sol :

- Les informations de la section sont les suivant :

Cote de retenue normale 1049.00m

Niveau de l'eau aval 995.m

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	Xt	Yt	M(v)	M(h)
		[kN]		[m]				[kNm]	
Poids propre du barrage	G <sub>b</sub>	55159		-		-9.87		-	
				41.43				544377	
Poids de l'eau en amont	G <sub>vu</sub>	2917		-		-		-	
				63.43		31.87		-92953	
Poids du débit solide	G <sub>n</sub>	1235		-		-		-	
				63.43		31.87		-39360	
Poids de l'eau en aval	G <sub>vn</sub>	1035		-4.60		26.96		27901	
Sous - pression verticale	U <sub>v</sub>	-		-		-8.65		174996	
		20223		40.21					
Pression du débit solide au repos	P <sub>m</sub>		1891		-		18.42		34844
					13.92				
Eau amont	W <sub>u</sub>		27158		-		24.57		667193
					20.07				
Eau aval	W <sub>n</sub>		-1155		-5.07		9.57		-11051
Sous - pression horizontale	U <sub>h</sub>		-785		2.35		2.15		-1688
Poids de la roche	G <sub>s</sub>	2004		-		14.11		28273	
				17.45					
	ΣV=	42127						-	
								445520	689297
								ΣM=	
									243776

**Tableau 1.8** : Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges II ‘contrainte dans le sol’)

**Avec :**

$Y_t$  = distance verticale entre le point des forces horizontales et le centre de gravité du joint de fondation

$X_t$  = distance horizontale entre le point des forces verticales et le centre de gravité du joint de fondation

$d = 63.12$  m longueur de la section analysée

$d/2 = 31.56$  m

$b = 1.00$  m largeur de la section analysée

$A = d * b = 63.1$  m<sup>2</sup> surface du joint de fondation

$W = \frac{b * d^2}{6} = 664$  m<sup>3</sup> moment de résistance du joint de fondation

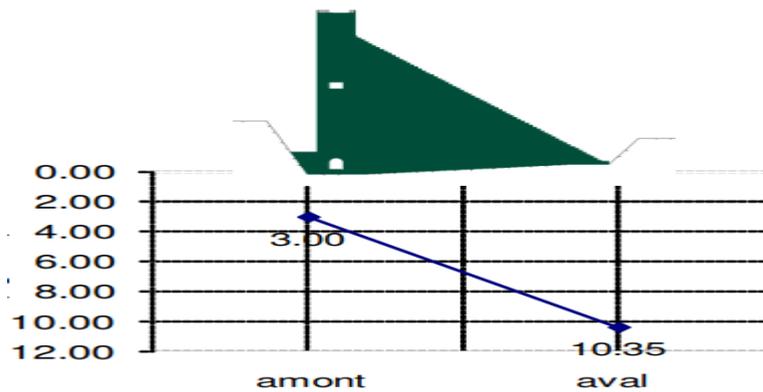
**Les contraintes sont :**

$\sigma_n = \Sigma V / A = 667$  kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de la force verticale

$\sigma_m = \Sigma M / W = 367$  kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de l'excentricité de la force verticale

$\sigma_n - \sigma_m = 300$  kN/m<sup>2</sup> = 3.00 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement amont

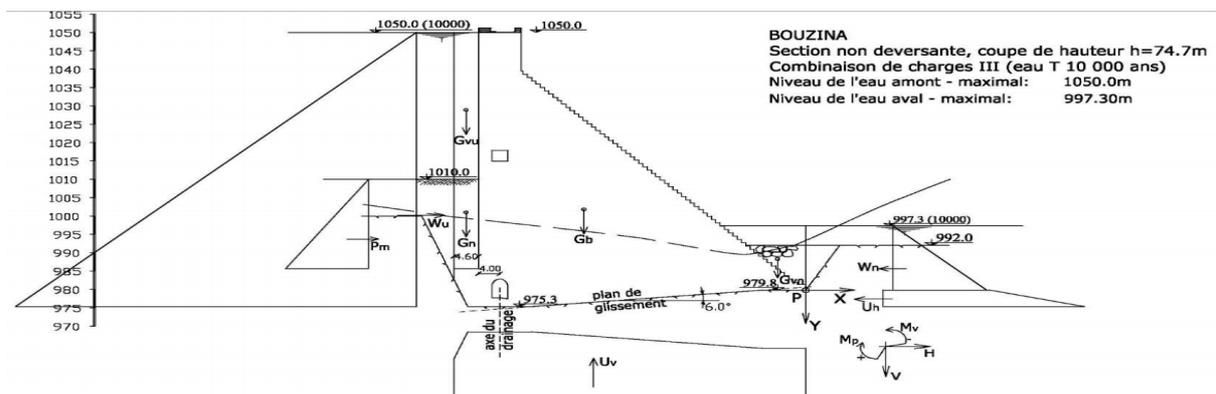
$\sigma_n + \sigma_m = 1035$  kN/m<sup>2</sup> = 10.35 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement aval



**Figure 1.8:** Contraintes (plan horizontale à la cote 973,5m)

### 1.2.2. :Section non déversante – Combinaison de charges III

- Les différentes charges appliquées sont illustrées ci-dessous :



**Figure 1.9 :** Section non déversante – Combinaison de charges III

### 1.2.2.1. Combinaison de charges (eau T 10 000 ans) Stabilité :

- Les informations de la section sont les suivant :

Cote de retenue normale	1050.00 m	Hauteur de la colonne d'eau	74.70 m
Niveau de l'eau aval	997.30 m	Hauteur de la colonne d'eau	17.50 m
Cote de la fondation du côté amont	975.30 m		
Cote de la fondation du côté aval	979.80 m		
Inclinaison du plan de glissement $\alpha=6.0^\circ =0.10$ rad	$\cos(\alpha)=0.99$	$\sin(\alpha)=0.10$	
Cote du débit solide du côté amont	1010.00 m	Hauteur du débit solide =	24.40m
Cote inférieure du béton du côté aval	979.80 m		

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	M(P)	M(V)
		[kN]		[m]		[kNm]	
Poids propre du barrage	Gb	55159		- 41.43			2285199
Poids de l'eau en amont	Gvu	2963		- 63.43			187926
Poids du débit solide	Gn	1235		- 63.43			78341
Poids de l'eau en aval	Gvn	1372		-5.27			7235
Sous - pression verticale	Uv	-21526		- 39.62		852880	
Pression du débit solide au repos	Pm		1891		- 13.92	26333	
Eau amont	Wu		27900		- 20.40	569169	
Eau aval	Wn		-1531		-5.83		8932
Sous - pression horizontale	Uh		-1299		2.48	3221	
	$\Sigma=$	39203kN		26962		$\Sigma=$	1451604
							2567633

**Tableau 1.9** : Résultat obtenue (Section non déversante – Combinaison de charges III ‘stabilité’)

- Coefficient de sécurité contre le glissement** : il est calculé par

$$K = tg \phi_r \cdot \frac{N}{T}$$

$$V = \sum V = 47082 \text{ KN} \quad V \cos(\alpha) = 38989 \quad V \sin(\alpha) = 4096 \text{ [KN]}$$

$$H = \sum H = 25580 \text{ KN} \quad H \cos(\alpha) = 26814 \quad H \sin(\alpha) = 2817 \text{ [KN]}$$

$$N = V \cos(\alpha) + H \sin(\alpha) = 41806 \text{ KN} \quad T = H \cos(\alpha) - V \sin(\alpha) = 22718 \text{ KN}$$

$$tg(\Phi_r) = 0.70$$

$K = 1.29 > 1.05$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le renversement autour du point 'P' :** il est calculé par

$$k = \frac{\sum M_p}{\sum M_v}$$

$k = 1.77 > 1.10$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le flottement :** il est calculé par

$$k = \frac{V_d}{V_g}$$

$V_d = G_b + G_{vu} + G_n = 60729 \text{ kN}$

$V_g = -U_v = 21526 \text{ KN}$

$k = 2.82 > 1.10$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

### 1.2.2.2. Combinaison de charges (eau T 10 000 ans) Contraintes dans le sol

- Les informations de la section sont les suivant :

Cote de retenue normale 1050.00m

Niveau de l'eau aval 997.30 m

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	Xt	Yt	M(v)	M(h)
		[kN]		[m]				[kNm]	
Poids propre du barrage	G <sub>b</sub>	55159		-		-9.87		-	
				41.43				544377	
Poids de l'eau en amont	G <sub>vu</sub>	2963		-		-		-	
				63.43		31.87		-94419	
Poids du débit solide	G <sub>n</sub>	1235		-		-		-	
				63.43		31.87		-39360	
Poids de l'eau en aval	G <sub>vn</sub>	1372		-		-		-	
				-5.27		26.29		36060	
Sous - pression verticale	U <sub>v</sub>	-		-		-		-	
		21526		39.62		-8.06		173535	
Pression du débit solide au repos	P <sub>m</sub>		1891		-				
					13.92		18.42		34844
Eau amont	W <sub>u</sub>		27900		-				
					20.40		24.90		694721
Eau aval	W <sub>n</sub>		-1531		-				
					-5.83		10.33		-15823
Sous - pression horizontale	U <sub>h</sub>		-889						
					2.34		2.16		-1920
Poids de la roche	G <sub>s</sub>	2004		-					
				17.45		14.11		28273	
	$\Sigma V =$	41207							
								$\Sigma M =$	
								-	711822
								440288	
								$\Sigma M =$	271534

**Tableau 1.10:** Résultat obtenue (Section non déversante – Combinaison de charges III  
'contrainte dans le sol')

**Avec :**

Y<sub>t</sub> = distance verticale entre le point des forces horizontales et le centre de gravité du joint de fondation

$X_t$  = distance horizontale entre le point des forces verticales et le centre de gravité du joint de fondation

$d = 63.12$  m longueur de la section analysée

$d/2 = 31.56$  m

$b = 1.00$  m largeur de la section analysée

$A = d \cdot b = 63.1$  m<sup>2</sup> surface du joint de fondation

$W = \frac{b \cdot d^2}{6} = 664$  m<sup>3</sup> moment de résistance du joint de fondation

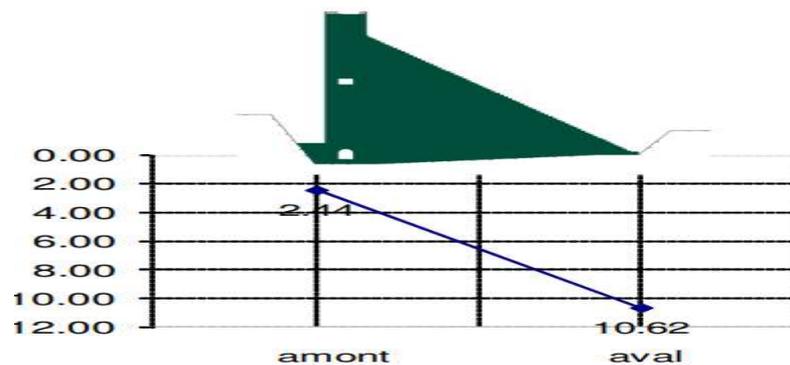
**Les contraintes sont :**

$\sigma_n = \Sigma V / A = 653$  kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de la force verticale

$\sigma_m = \Sigma M / W = 409$  kN/m<sup>2</sup> contrainte dans le joint de fondation - conséquence de l'excentricité de la force verticale

$\sigma_n - \sigma_m = 244$  kN/m<sup>2</sup> = 2.44 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement amont

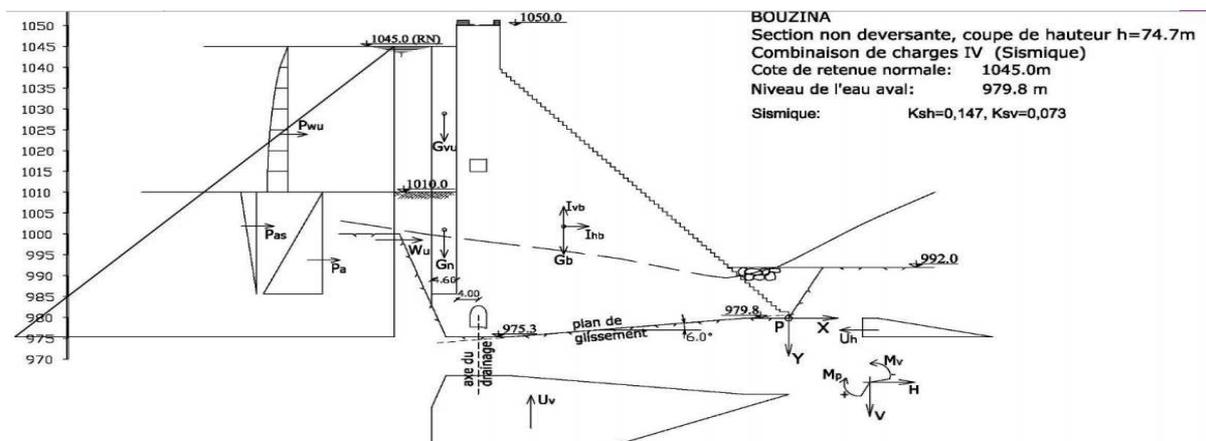
$\sigma_n + \sigma_m = 1062$  kN/m<sup>2</sup> = 10.62 kg/cm<sup>2</sup> contrainte sur le parement aval



**Figure 1.10:** Contraintes (plan horizontale à la cote 973,5m)

### 1.2.3. Section non déversante – Combinaison de charges IV :

- Les différentes charges appliquées sont illustrées ci-dessous :



**Figure 1.11 :** Section non déversante – Combinaison de charges IV

### 1.2.3.1. Combinaison de charges (Sismique) Stabilité :

- Les informations de la section sont les suivantes :

Cote de retenue normale 1045.00m Hauteur de la colonne d'eau 69.70 m

Niveau de l'eau aval 979.80m Hauteur de la colonne d'eau 0.00 m

Effet du séisme  $K_{sh} = 0.147$  et  $K_{sv} = 0.073$

Cote de la fondation du côté amont 975.30 m Cote de la fondation du côté aval 979.80m

Inclinaison du plan de glissement  $\alpha = 6.0^\circ = 0.10 \text{ rad}$   $\cos(\alpha) = 0.99$   $\sin(\alpha) = 0.10$

Cote du débit solide du côté amont 1010.00m Hauteur du débit solide = 24.40m

Cote inférieure du béton du côté aval 979.80m

Ajout à la pression horizontale de l'eau aval due à la sismicité - Westergard en amont

$$P_z = \left( \frac{c_m}{2} \cdot \left( \frac{z}{h} \cdot \left( 2 - \frac{z}{h} \right) + \sqrt{\frac{z}{h} \cdot \left( 2 - \frac{z}{h} \right)} \right) \right) \cdot \frac{a}{g} \cdot \gamma_w \cdot h = 38.14 \text{ KN/m}^2$$

$\theta = 0^\circ$   $C_m = 0.743$   $h = 35.0 \text{ m} = \text{const.}$

$z = 35.0 \text{ m}$   $z/h = 1.00$   $2 - z/h = 1.00$   $z/h \cdot (2 - z/h) = 1.00$

$P_w = 0.726 \cdot p_z \cdot z = 969 \text{ kN}$  for  $m' = 969 \text{ KN}$  Force horizontale totale en dessus de la coupe

$M = 0.299 \cdot p_z \cdot z^2 = 13970 \text{ kN}$  for  $m' = 13970 \text{ KN.m}$  Moment total en dessus de la coupe

$H_p = M/P = 14.41 \text{ m}$  Bras de la force horizontale par rapport à la cote du débit solide

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	M(P)	M(V)
		[kN]		[m]		[kNm]	
Poids propre du barrage	Gb	55159		-41.43			2285199
Poids de l'eau en amont	Gvu	2733		-63.43			173339
Poids du débit solide	Gn	1235		-63.43			78341
Sous - pression verticale	Uv	-12045		-47.46		571602	
Pression du débit solide Statique	Pa		1329		-13.92	18504	
Pression du débit solide Sismique	Pas		357		-22.06	7876	
Eau amont	Wu		24290		-18.73	455041	
Sous - pression horizontale	Uh		-601		2.84	1708	
Force d'inertie hor. du barrage	Ihb		8090		-22.01	178051	
Force d'inertie ver. du barrage	Ivb	-4045		-41.43		167581	
Westergard en amont	Pwu		969		-44.61	43238	
	$\Sigma$	43037 <b>Kn</b>	34434		$\Sigma$	1443602	2536879

**Tableau 1.11:** Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges sismique 'stabilité')

- **Coefficient de sécurité contre le glissement** : il est calculé par

$$K = \operatorname{tg} \phi_r \cdot \frac{N}{T}$$

$$V = \sum V = 43037 \text{ KN} \quad V \cos(\alpha) = 42802 \quad V \sin(\alpha) = 4496 \text{ [KN]}$$

$$H = \sum H = 34434 \text{ KN} \quad H \cos(\alpha) = 34246 \quad H \sin(\alpha) = 3598 \text{ [KN]}$$

$$N = V \cos(\alpha) + H \sin(\alpha) = 46399 \text{ KN}$$

$$T = H \cos(\alpha) - V \sin(\alpha) = 29749 \text{ KN}$$

$$\operatorname{tg}(\Phi_r) = 0.70$$

$K = 1.09 > 1.05$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le renversement autour du point `P`** : il est calculé par

$$k = \frac{\sum M_p}{\sum M_v}$$

$k = 1.76 > 1.10$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

- **Coefficient de sécurité contre le flottement** : il est calculé par

$$k = \frac{V_d}{V_g}$$

$$V_d = G_b + G_{vu} + G_n = 59127 \text{ KN} \quad V_g = -U_v = 16090 \text{ KN}$$

$k = 3.67 > 1.30$  alors le résultat vérifié la condition pour la sécurité contre le glissement.

### 1.2.3.2. Combinaison de charges (Sismique) Contraintes dans le sol :

- Les informations de la section sont les suivant :

Cote de retenue normale 1045.00 m

Niveau de l'eau aval 979.80m

Effet du séisme avec une accélération de

$$a_h/g = 0.147$$

$$\text{et } a_v/g = 0.073$$

- Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-dessous :

Cas de charge		V	H	Xp	Yp	Xt	Yt	Mv	Mh
		[kN]		[m]				[kNm]	
Poids propre du barrage	Gb	55159		- 41.43		-9.87		- 544377	
Poids de l'eau en amont	Gvu	2733		- 63.43		- 31.87		-87090	
Poids du débit solide	Gn	1235		- 63.43		- 31.87		-39360	
Sous - pression verticale	Uv	- 12045		- 47.46		- 15.90		191468	
Pression du débit solide (statique)	Pa		1329		- 13.92		18.42		24484
Pression du débit solide (sismique)	Pas		357		- 22.06		26.56		9483
Eau amont	Wu		24290		- 18.73		23.23		564348
Sous - pression horizontale	Uh		-101		3.00		1.50		-152
Force d'inertie hor. du Barrage	Ihb		8090		- 22.01		26.51		214456
Force d'inertie ver. du barrage	Ivb	-4045		- 41.43		-9.87		39921	
Westergard	Pwu		969		- 44.61		49.11		47600
Poids de la roche	Gs	2004		- 17.45		14.11		28273	2004
	$\Sigma V$	45041						- 411165	860219
								$\Sigma M =$	449055

**Tableau 1.12:** Résultat obtenue (Section déversante – Combinaison de charges sismique ‘contrainte dans le sol’)

**Avec :**

yt = distance verticale entre le point des forces horizontales et le centre de gravité du joint de fondation

xt = distance horizontale entre le point des forces verticales et le centre de gravité du joint de fondation

d= 63.12 m longueur de la section analysée

d/2= 31.56 m

b= 1.00 m largeur de la section analysée

A=d\*b= 63.1 m<sup>2</sup> surface du joint de fondation

$W = \frac{b*d^2}{6} = 664 \text{ m}^3$  moment de résistance du joint de fondation

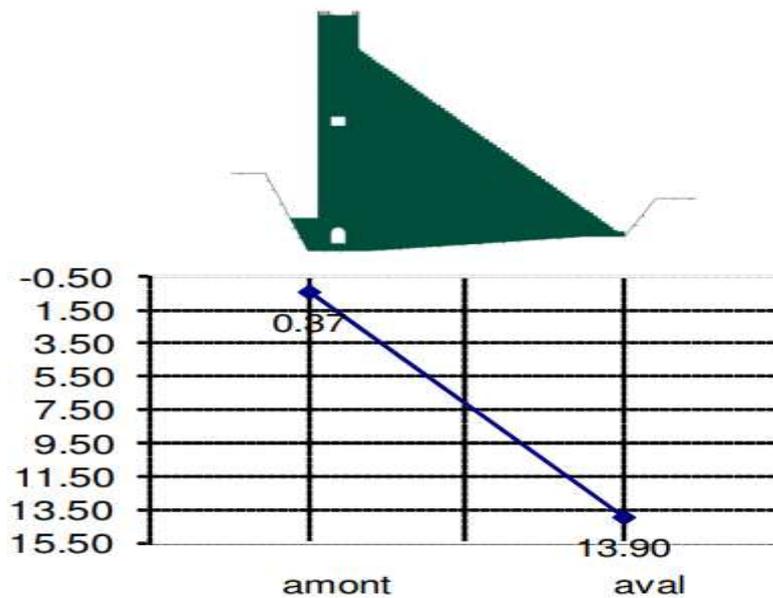
**Les contraintes sont :P**

$\sigma_n = \Sigma V/A = 714 \text{ kN/m}^2$  contrainte dans le joint de fondation - conséquence de la force verticale

$\sigma_m = \Sigma M/W = 676 \text{ kN/m}^2$  contrainte dans le joint de fondation - conséquence de l'excentricité de la force verticale

$\sigma_n - \sigma_m = 37 \text{ kN/m}^2 = 0.37 \text{ kg/cm}^2$  contrainte sur le parement amont

$\sigma_n + \sigma_m = 1390 \text{ kN/m}^2 = 13.90 \text{ kg/cm}^2$  contrainte sur le parement aval



**Figure 1.12:** Contraintes (plan horizontale à la cote 973,5m)