LISTE DES ABREVIATIONS

C : Cohésion.

φ : Angle de frottement.

γ_d : densité volumique sèche.

E : Module de Young.

OPN : optimum Proctor modifié.

ω : la teneur en eau.

ω_{opt} : teneur en eau qui correspond à l'optimum Proctor.

C_c : coefficient de compressibilité.

e_0 : l'indice des vides initial.

σ'_c : la pression de consolidation mesurée dans l'essai oedométrique classique.

p'_0 : la contrainte verticale effective au milieu de la couche compressible.

Wi = tassement instantané à volume constant.

W_0 = tassement de consolidation primaire à déformation latérale nulle.

μ = facteur correctif de Skempton.

Ws = tassement de consolidation secondaire à pression interstitielle nulle.

W_f = tassement résultant du fluage latéral.

h_0 : Hauteur initiale de l'échantillon.

Δh : Variation de hauteur pour une variation $\Delta\sigma$ du déviateur.

Δp :la surcharge due au remblai.

I : Coefficient de distribution des contraintes en profondeur.

Em : la moyenne harmonique des modules pressiométriques.

H^2V : Classement selon le volume et la hauteur pour la sécurité des grands barrages.

F.N.T.P : Fédération National Des Travaux Public.

A.A.S.C.H.O : American Association of State Highway Officials.

C.E.M.A.G : Commission D'Etude Des Matériels De Génie Civil.

C.E.C.E : Comitee for European Construction Equipement.

CCTP : Cahier des Clauses des travaux particuliers.

PM : EssaiProctor modifié.

PN : Essai Proctor normal.

S : Contrainte de cisaillement .

n , p : coefficients relatives aux contraintes effectives.

Abstract

The earth dams are often more economic and easiest to realize. The major constraint lives at the level of the control of the flows in the solid mass and its foundations. This constraint is closely related to the effectiveness of the compaction of the embankment. In addition to this aspect, a compaction not obeying the rules and standards automatically induces deformations of the stopping which can have direct consequences on its security.

This work includes two parts complementary namely:

- Fundamental criteria related to compaction encompassing all recommendations, requirements and standards for its realization. Control of compaction is also fundamental and comparison of the results achieved from a repository of the initial project.
- Mise evidence of the relationship between compaction and deformation of the body of the dam in relation to the characteristics of the materials. This part was based on the evaluation of this deformation through modeling using the ANSYS computer code ANSYS.

The real case is the SIKKAK dam in the wilaya of Tlemcen.

Key words: Dam, compaction, Deformation, modeling, ANSYS

ملخص

السدود الترابية غالباً أكثر اقتصادا وأسهل تحقيقا. القيد الرئيسي يكمن في السيطرة على التدفقات في كتلة صخرية وأسسها. هذا القيديرتبط ارتباطاً وثيقا بفعالية ضغط الردم. وبالإضافة إلى هذا الجانب، ضغط غير مرفوق بالقواعد والمعايير يدفع تلقائياً الى تشوهات السد التي يمكن أن يكون لها تأثير مباشر على أمنها. وهذا العمل يشمل جزأين تكميليين هما:

- الأساسيات المتصلة بالضغط شاملة جميع التوصيات والمتطلبات والمعايير من اجل تحقيق ذلك. التحكم في الضغط عامل اساسي أيضا و يتضمن مقارنة النتائج بالنسبة الى مشروع ابتدائي.

- توضيح العلاقة بين الضغط وتشوه جسم السد فيما يتعلق بخصائص المواد التي تشكله. واستند هذا الجزء عن التقييم لهذا التشوه على وضع النماذج باستخدام التعليمات البرمجية لبرنامج ANSYS.

المثال المأخوذ من الواقع هو السد سكاك في ولاية تلمسان.

الكلمات الرئيسية: السد، الضغط، تشوه، النمذجة، ANSYS

Résumé

Les barrages en terre sont souvent les plus économiques et les plus faciles à réaliser. La contrainte majeure résideau niveau de la maîtrise des écoulements dans le massif et ses fondations. Cette contrainte est étroitement liée à l'efficacité du compactage du remblai. Outre cet aspect, un compactage n'obéissant pas aux règles et normes, induit automatiquement des déformations du barrage qui peuvent avoir des conséquences directes sur sa sécurité.

Le présent travail englobe deux parties complémentaires à savoir :

– Critères fondamentaux liés au compactage englobant toutes les recommandations, exigences et normes relatives à sa réalisation. Le contrôle du compactage est un élément également fondamental et vise la comparaison des résultats obtenus par rapport à un référentiel du projet initial.

– Mise en évidence de la relation entre le compactage et les déformations du corps du barrage en liaison avec les caractéristiques des matériaux le constituant. Cette partie a été basée sur l'évaluation de cette déformation par le biais de la modélisation en utilisation le code de calcul ANSYS.

Le cas réel d'application est le barrage de SIKKAK dans lawilaya de Tlemcen.

Mots Clé : Barrage, Compactage, Déformation, Modélisation, ANSYS.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre I : THEORIE DE COMPACTAGE

I. INTRODUCTION..... 3
II. DEFINITION DE COMPACTAGE 3
III. OBJECTIF DU COMPACTAGE 4
III.1 Diminution des tassements 4
III.1.1 Constatation banale des tassements 4
III.1.2 Suppression des tassements.....4
III.1.3 Suppression des tassements différentiels 4
III.2 Elévation des caractéristiques mécaniques.....5
III.2.1 Augmentation de la cohésion C et de l'angle de frottement interne 5
III.2.2 Augmentation du module de déformation.....5
III.3 Diminution de l'attrition 5
III.3.1 Influence du compactage.....5
III.3.2 Diminution de la perméabilité 6
IV. CONDITION DE COMPACTAGE 6
V. THEORIE DE COMPACTAGE 6
V.1 Les facteurs qui influencent le compactage.....7
V.1.1 Energie de compactage.....8
V.1.2 Résistance à la pénétration des terres saturées.....9
V.1.3 Nature du sol 9
V.1.4 Teneur en eau.....10
V.1.5 Teneur en eau des matériaux fins.....11
V.2 Propriétés des courbes de compactage 11
V.3 Teneur En Eau Optimale 13
V.4 Teneur en eau de mise en place des terre.....14
VI. CLASSIFICATION DES SOLS EN VUE DU COMPACTAGE..... 16
VI.1 Groupe I : Enrochements 16
VI.2 Groupe II : sables et graviers.....16
VI.3 Groupe III: limons, sols siliceux 16
VI.4 Groupe IV : Argile 17
VII. SENSIBILITE DES SOLS AU COMPACTAGE 17
CONCLUSION..... 17

Chapitre II : REALISATION ET CONTROLE DE COMPACTAGE

I. INTRODUCTION..... 18

II. COMPACTAGE REMBLAIS DE BARRAGE 19
III. UTILISATION PRATIQUE DES ESSAIS DE COMPACTAGE ... 19
IV. LES ESSAIS AU LABORATOIRE 21
IV.1 L'essai Proctor.....21
IV.1.1 Principe de l'essai.....21
V. LES ESSAIS IN-SITU 24
V.1 Notion de planche d'essai.....24
V.2 Rôle de la planche d'essai.....24
V.3 Dimensions de la planche d'essai 25
V.4 Mesures concernant l'efficacité d'un compacteur.....25
VI. LES ENGINS DE COMPACTAGE 26
VI.1 Généralités 26
VI.2 Définition Générale 26
VI.2.1 Classement des engins.....26
VI.2.2 Rouleaux à bandage lisse.....27
VI.2.3 ROULEAUX A PNEUX 28
VI.2.4 Rouleaux vibrants 29
VI.2.5 Rouleaux a pieds dameurs.....29
VI.2.6 Rouleaux à segments.....30
VII. MISE EN ŒUVRE DES REMBLAIS 30
VIII. CONTRÔLE DES TRAVAUX DE COMPACTAGE 31
VIII.1 La philosophie générale du contrôle 31
VIII.2 Objectifs du contrôl 32
VIII.3 Le contrôle du compactage 33
VIII.4 Ampleur du contrôle concernant le compactage.....34
VIII.5 Exécution des contrôles de compactage 35
VIII.5.1 Identification des matériaux 35
VIII.5.2 Essais d'identification réalisés au cours des travaux 35
IX. MESURES APRES COMPACTAGE 36

Rapport-Gratuit.com

IX.1 Densité sèche 36

IX.1.1 Densitomètres 36

IX.1.1 Gamma densitomètres à pointe à profondeur fixe.....37

IX.1.2 Gamma densitomètres à pointe à profondeur variable.....38

IX.1.3 Double sonde gamma 38

IX.1.4 Gamma densitomètres fixes à rétro- diffusion 39

IX.1.5 Gamma densitomètres mobiles 40

X. INFLUENCE DE COMPACTAGE ET EVALUATION DES TASSEMENTS 40

X.1 Analyse du phénomène et méthodes classique d'évaluation.....40

X.1.1 Tassement instantané 41

X.1.2 Tassement de consolidation primaire W0 41

X.1.3 Tassement de consolidation secondaire Ws.....42

X.1.4 Tassement résultant de fluage latéral Wf.....42

X.2 Evaluation approchée par essais in situ.....42

X.2.1 Essais de pénétration statique 42

X.2.2 Essai pressiométrique.....43

CONCLUSION..... 44

Chapitre III : INFLUENCE DU COMPACTAGE SUR LES DEFORMATIONS DES BARRAGES

I. INTRODUCTION..... 45

II. PRESENTATION DU BARRAGE 45

III. GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE..... 46

III.1 Stratigraphie.....46

III.1.1 Structure géologique.....48

IV. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL SERVANT A L'ETUDE DES DEFORMATIONS DU BARRAGE 48

IV.1 Fonction du code de calcul 48

IV.2 Consistance du code de calcul 50

IV.2.1 Interface graphique du logiciel 50

IV.3 Définition des éléments 51

IV.4 Les méthodes de maillage 51

IV.4.1 Le maillage libre 51

IV.4.2 Le maillage tracé 51

IV.5 Propriétés des éléments 52

IV.6 Système d'unité 52

V. ETUDE DES DEFORMATIONS DANS LE NOYAU ET LES RECHARGES DU BARRAGE 53

V.1 Influence du module de déformation 53

V.2 Influence du poids volumique 53

VI. RESULTATS DE LA MODELISATION 55

VI.1 Résultats de la modélisation – influence du module de déformation 55

VI.1.1 Etude de la déformation du barrage avec

E_{Noyau} =10MPa et $E_{recharges}$ =15MPa 55

VI.1.2 Etude de la déformation du barrage avec

E_{Noyau} =15MPa et $E_{recharges}$ =20 MPa 58

VI.1.3 Etude de la déformation du barrage avec

E_{Noyau} =20MPa et $E_{rechrges}$ =25 MPa 60

VI.1.4 Etude de la déformation du barrage avec

E_{Noyau} =30MPa et $E_{recharges}$ =35 MPa 62

VI.1.5 Etude de la déformation du barrage avec

E_{Noyau} =30MPa et $E_{rechrges}$ =35 MPa 64

VI.2 Résultats de la modélisation – influence du poids volumique 66

VI.2.1 Etude de la déformation du barrage avec γd_{Noyau} =20.10 KN/m3 et

$\gamma d_{recharges}$ =18.30 KN/m3 66

VI.2.2 Etude de la déformation du barrage avec γd_{Noyau} =19.00 KN/m3 et

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$\gamma d_{recharges}$ =17.00 KN/m3 68

VI.2.3 Etude de la déformation du barrage avec γd_{Noyau} =17.00 KN/m3 et

$\gamma d_{recharges}$ =16.00 KN/m3.....70

VI. PRESENTATION DES RESULTAS 73

VI.1 Influence du module de déformation 73

VI.2 Influence de la densité de mise en place des remblais 79

VI.3 Calcul des taux de réduction des déplacements

en fonction de la variation du de déformation E 84

VI.4 Calcul des taux de réduction des déplacements

en fonction de la variation des densités de mise en place γd.....85

VII. INTERPRETATION DES RESULTATS DE

LA MODELISATION..... 85

CONCLUSION GENERALE 87

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

INTRODUCTION GENERALE

De nombreuses recherches ont été pratiquées dans beaucoup de pays sur les propriétés des matériaux à compacter, sur les meilleures conditions de compactage, sur les caractéristiques des matériaux après densification et sur les variations de ces propriétés en fonction des paramètres de compactage et sur les meilleures configurations à donner aux engins.

Compte tenu des intérêts techniques du compactage, il y a donc lieu à ne pas lésiner sur la qualité du compactage.

L'aspect stratégique du compactage pour les remblais de barrage mérite une attention particulière à accorder aux normes, exigences et contrôle du compactage. La sécurité globale du barrage peut être compromise en cas de défaillance quantitative ou qualitative des paramètres liés au compactage des remblais. L'enjeu devient beaucoup plus important si cette défaillance est combinée à des percolations d'eau excessives, non maîtrisées et / ou des aspects liés à une érosion interne.

Pendant la construction d'un barrage en remblai, des déformations du corps du barrage se produisent. Ces déformations sont provoquées par l'augmentation des contraintes effectives lors de la construction par couche et aussi par des effets de fluage.

Le transfert de contraintes entre les différentes zones du barrage et d'autres facteurs influent les déformations.

La place qu'occupe le compactage pour les remblais d'un barrage sucite un strict respect sur l'ensemble de normes et exigences y afférentes puisque, quelque soit la qualité des études géotechniques de projet, celles-ci ont toujours un caractère ponctuel. La réalisation pourra donc fréquemment faire apparaître des situations prévues lors des études.

Partant de toutes ces considérations capitales, le présent travail a été mené en visant de multiples objectifs :

– Une contribution bibliographique mettant en évidence tous les aspects et critères liés aux normes et exigences techniques à respecter pour le compactage des sols, en particulier en ce qui concerne les remblais de barrage. Le respect de ces normes et exigences est conduit en relation avec les objectifs du compactage, les facteurs influençant le compactage, la classification des sols en vue du compactage. Il a été également intégré dans ce volet toutes les prescriptions techniques relatives à la réalisation et au contrôle du compactage.

– Evaluation des déformations des barrages zonés en relation avec les caractéristiques des sols de remblais et de leurs conditions de mise en place. Pour ces fins, une modélisation par le biais du code de calcul ANSIS a été élaborée avec application sur le barrage de SIKKAK dans la wilaya de Tlemcen.

Cette modélisation a été effectuée sur plusieurs variantes de variations de deux paramètres principaux à savoir :

- Module de déformabilité E des différents matériaux constituant le corps du barrage,
- Densités de mise en place des remblais avec maintien du module de déformation E.

L'analyse est conduite à travers l'étude des champs de contraintes totales et des déplacements verticaux. Ainsi que celles relatives aux déformations et déplacements au niveau du noyau et des recharges du barrage.

La comparaison entre les différents cas de figure de modélisation permettre d'éclaircir l'influence des paramètres liés au caractéristiques des matériaux de remblais et des conditions de mise en place sur les déformations des différentes zones du barrage.

Dans un souci de cohérence et de complémentarité entre parties, le mémoire a été structuré en 03 chapitres principaux :

- Théorie de compactage ;
- Réalisation et contrôle de compactage ;
- Influence du compactage sur les déformations des barrages

I. INTRODUCTION

Dans le génie civil on peut distinguer deux domaines principaux d'application du compactage :

- Le domaine des chaussées,
- Le domaine des grands terrassements, remblai, barrages etc…

Ces domaines se distinguent par le degré d'élaboration du choix et de traitement du matériau et plus particulièrement par l'énergie de compactage mise en œuvre par unité de volume de matériau.

Dans tous les cas, il s'agit, à partir d'un matériau donné d'obtenir un autre produit répandant à certaines caractéristiques ou exigences techniques et technologiques des constructions.

Des nombreuses méthodes ont été développées, pour stabiliser ou traiter les sols faibles. Ce travail s'intéresse tout particulièrement à la méthode de stabilisation par compactage.

(D. IALY RADIO et M. TERKI HASSAINE, 1990)

II. DEFINITION DE COMPACTAGE

Compacter un sol, un remblai, une plate-forme, une couche de forme, un corps de chaussée, un noyau de barrage en terre, c'est réduire le volume des interstices de ces divers matériaux, et le compactage consiste surtout à produire un meilleur arrangement des grains en les uns sur les autres. (G ARQUIE et G. MOREL, 1988)

D'une manière générale, on entend par compactage, l'ensemble des mesures prises afin d'augmenter le poids spécifique apparent sec du sol traité, ce qui conduit à réduire son volume apparent. Cette densification n'est pourtant pas un but en soi, elle n'est recherchée que parce qu'elle entraîne d'autres conséquences. Après le compactage, le sol acquière (BIAREZ, 1974)

- Une augmentation de la résistance au cisaillement,
- Une augmentation du potentiel de gonflement,
- Une augmentation de la densité,
- Une diminution du retrait,
- Une diminution de la perméabilité,
- Une diminution de la compressibilité.

III. OBJECTIF DU COMPACTAGE

L'opération de compactage conduit à une diminution des vides remplis d'air sans expulsion d'eau. C'est la différence fondamentale entre le compactage et la consolidation.(DEGOUTTE, 2002)

Dans ce qui suit, nous aborderons l'ensemble des aspects liés aux objectifs assainis au compactage des sols.

III.1 Diminution des tassements

III.1.1 Constatation banale des tassements

C'est un fait d'expérience courante qu'un remblai constitué sans précautions, tasse sous l'effet de son propre poids, soit des charges permanentes qu'il supporte, soit des surcharges qui roulent sur lui. Or ce tassement n'est que la traduction d'une diminution de volumes des matériaux, diminution qui est le résultat d'un compactage spontané et lent qui réduit le volume des interstices du sol constituant le remblai de la tranchée.

III.1.2 Suppression des tassements

Le premier objectif que va donc poursuivre l'ingénieur, c'est de substituer à ce compactage lent, qui conduit dans le temps à des désordres, une opération volontaire effectuée avant mise en service de l'ouvrage, et qui met le matériau dans un état suffisamment serré pour qu'un resserrement ultérieur soit impossible ou peu probable. A la limite, si cette opération volontaire réduisait le volume des interstices à 0, tout tassement serait évidemment rigoureusement impossible. Mais pour éviter, en pratique, que le matériau tasse, il n'est pas nécessaire, d'atteindre un tel état, du reste totalement utopique ; nous verrons qu'une densification modérée est suffisante.

III.1.3 Suppression des tassements différentiels

Très souvent l'ingénieur cherche moins à supprimer tout tassement, qu'à éviter que ce tassement s'accompagne de déformations.

En effet, lorsqu'il se produit, un tassement est rarement constant d'un bout à l'autre du profil en long et du profil en travers de l'ouvrage ; ne serait- ce que parce que le remblai n'est pas de hauteur égale. Ce sont donc les tassements différentiels qui sont les plus dommageables.

Or, il est évident que si l'on diminue fortement, par le compactage, les tassements absolus, on réduira beaucoup plus les tassements différentiels qui ne sont, en général, que de l'ordre de grandeur du 10e des premiers.

Cette dernière affirmation est évidemment inexacte si le tassement différentiel est égal au tassement absolu, car une partie tasse et que l'autre est indéformable. Le cas le plus frappant est celui de remblai adjacent.

III.2 Elévation des caractéristiques mécaniques

Le resserrement des grains du matériau a un effet très important : les caractéristiques mécaniques sont fortement améliorées et les conditions de de résistance au cisaillement deviendront plus importantes.

III.2.1 Augmentation de la cohésion C et de l'angle de frottement interne

La courbe intrinsèque des sols est caractérisée par deux paramètres, l'ordonnée à l'origine ou cohésion c et l'angleφ que fait la droite intrinsèque avec l'axe des contraintes normales.

Grace au compactage, les grains sont plus serrés, les ménisques d'eau vont avoir plus efficacité et autre part, les phénomènes de surface jouent davantage.

Quelle que soit la valeur de ce raisonnement la cohésion est constatée bien augmenter par le compactage.

III.2.2 Augmentation du module de déformation

L'intuition montre clairement que lorsque le volume des interstices d'un sol est important, le sol sera plus déformable que lorsque la réussite à refermer ces interstices .C'est bien ce qui est constaté : le compactage augmente considérablement les modules de déformation.

Selon (G. ARQUIE et G. MOREL, 1988), cette augmentation est utilisée pour contrôler le compactage par cet effet. Elle se traduit aussi par une augmentation de la portance.

III.3 Diminution de l'attrition

III.3.1 Influence du compactage

Il tombe sous le sens que, lorsqu'un matériau est bien serrés, les interstices n'y ont qu'un volume restreint, les mouvements relatifs des grains y sont réduit ou supprimés ce qui introduit la diminution de l'attrition.

Certes, celle-ci n'est pas due uniquement au frottement des grains les uns contre les autres et à l'usure qu'il entraîne.

Deux grains qui s'appuient l'un sur l'autre et se compriment mutuellement par une petite surface de contact peuvent écraser le matériau voisin de celle-ci, et cela, sans qu'il y ait mouvement relatif de ces deux grains.

Mais les mouvements relatifs sont une cause importante d'attrition, et il est clair, que des densités élevées les diminuent.

Encore faut-il éviter que celle-ci se produisent par le compactage lui-même.

III.3.2 Diminution de la perméabilité

Comme il est bien évident que le volume des interstices joue un rôle dans la perméabilité, même si leur répartition, ont aussi une influence, il est évident que le compactage diminue la perméabilité.

Mais là encore, l'objectif de la diminution de ce facteur n'est pas le même suivant la nature de l'ouvrage.

Cet objectif est évidement essentiel lorsque se posele problème de l'étanchéité .C'est le cas du noyau des barrages en terre. C'est le cas des anciens remblais corroyés.

IV. CONDITION DE COMPACTAGE

Pour compacter un sol, on fait agir sur lui un engin qui développe, en tout point du sol, des contraintes qui dépendent de la nature de l'engin, de ses caractéristiques, la profondeur du point considéré.(G. ARQUIE,1973)

Pour le compactage des sols, il faut le déformer d'une manière irréversible, donc le cisailler. Il faut donc exercé sur lui des contraintes qui sortent de la courbe intrinsèque du sol.

V. THEORIE DE COMPACTAGE

D'après (H.VARLET, 1966), on conçoit théoriquement, tout au moins, qu'il puisse exister deux structures limites entre lesquelles se situent toutes les autres :

- L'une où, l'imbrication étant poussée au maximum, les vides entre les particules sont réduits au minimum ; corrélativement la densité apparente passe par sa plus grande valeur ; on dit alors que la terre atteint sa compacité maximale.
- L'autre où le squelette prend la disposition la plus relâchée que les grains puissent former en gardant contact entre eux avec une certaine stabilité ; la terre atteint, dans ce cas le foisonnement maximal. La densité apparente est, par contre, minimale.

Entre ces deux structures limites, la terre possède un squelette plus ou moins foisonné.

En pratique, la terre sortant de fouille ou de carrière, meuble et légère, présente son foisonnement le plus élevé. Par roulage, pilonnage et arrosage, on augmente sa compacité : c'est le compactage.

Pour l'édification d'une digue ou d'un barrage les terres naturelles, telles qu'on les trouve dans le sol, ne peuvent être utilisées sans préparation préalable c'est à dire les terre du remblai, il est bien évident que les terrains d'assise ne peuvent être remaniés, quoique des injections puissent en modifier les propriétés. Tous d'abords l'extraction (en carrière ou dans un terrain d'emprunt) lesameublit : elles foisonnent.

A leurs mises en place dans l'ouvrage en construction, elles se tassent, progressivement, sous l'effet du poids croissant des terres qu'on leur superpose : c'est le phénomène de la consolidation naturelle ; mais il peut durer plusieurs mois, et même plusieurs années ; le barrage ne sera donc pas immédiatement en état de résister aux efforts pour lesquels il est conçu. De plus, les tassements peuvent se produire inégalement et amener, dans la digue, des fissures par lesquelles l'eau du réservoir se fraierait un passage et risquerait d'emporter l'ouvrage. Le compactage a pour objet de prévenir ces désordres, en provoquant artificiellement un tassement immédiat des terres, au cours de même de l'édification des remblais. On voit ainsi que le tassement des terres peut être accéléré :

- En mettant en jeu des forces capables de vaincre les frottements entre particules : ce sont les forces de compactage.
- En sélectionnant les terres de manière à obtenir, au besoin par des mélanges, une granulométrie qui favorise le logement des petites particules entre les grosses et assure ainsi une meilleure compacité.
- En lubrifiant les terres, par une addition d'eau appropriée ; ainsi est facilité le glissement des particules les unes sur les autres.

V.1 Les facteurs qui influencent le compactage

A partir de 1930, il est devenu nécessaire de mieux comprendre le phénomène de compactage et son influence sur les propriétés du sol afin de mieux contrôler le compactage et de développer les engins de compactage. C'est à l'ingénieur américain R.PROCTOR (1933) que l'on doit les premières études. (A.DJEDID et al ,1998).

Rapport-Gratuit.com

V.1.1 Energie de compactage

Plus l'énergie de compactage est grande, plus la densité sèche maximale est grande: on obtient une meilleure imbrication des particules de terre, d'où une meilleure résistance au cisaillement et une étanchéité accrue.

Pour des énergies de compactage de plus en plus grandes en prenant les terres avec leur teneur en eau optimale, qui donne un éventail de droite qui montrent que la cohésion **c** et l'angle de frottement interneφaugmentent avec l'énergie de compactage.

POST et LONDE, dans leur livre sur les barrages en terre compactée**,** signalent que ces conclusions ne s'entendent que pour les résistances de cisaillement supérieure à celle des terres sableuses, tout au moins pour de très fortes énergiesde compactage.

(H. VARLET, 1966)

La figure 1 illustre, pour un sol constitué de limon argileux, l'influence de l'énergie de compactage sur les densités atteintes en relation avec la variation de la teneur en eau.

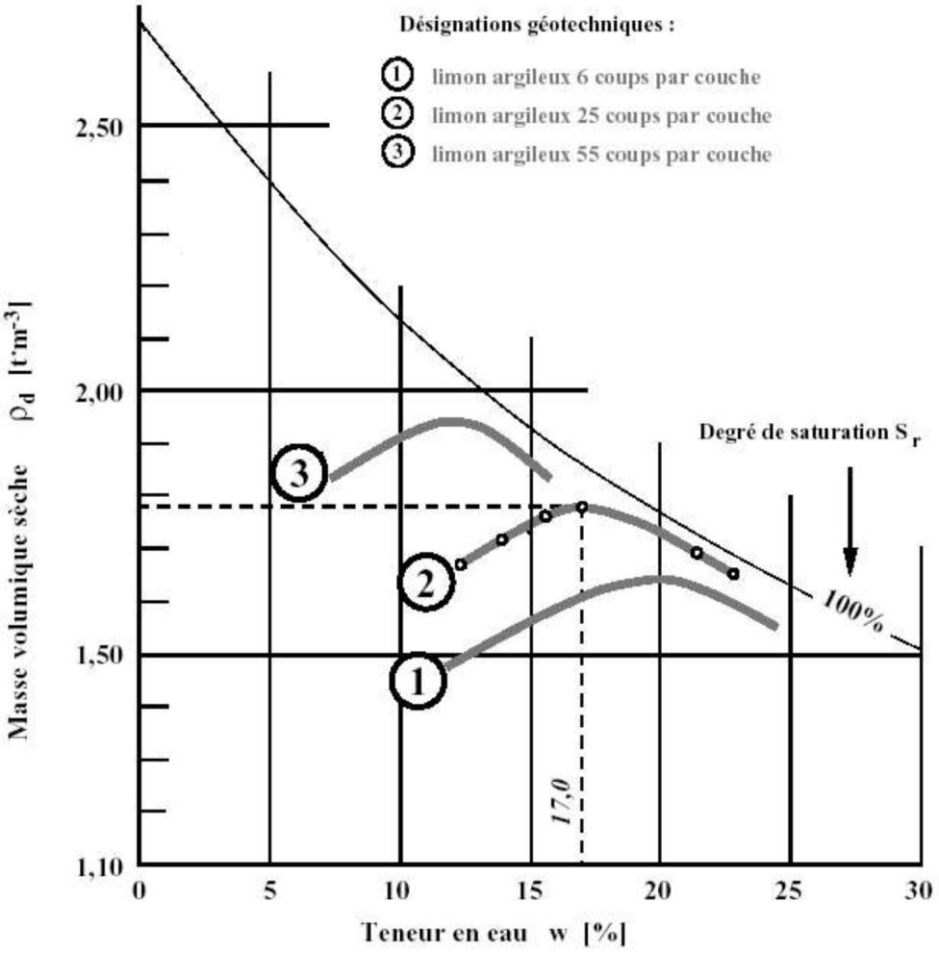


Fig.I. 1 : Influence de l'énergie de compactage
(J.LERAU,2006)

L'analyse de la figure offre des informations complémentaires à savoir :

- Une augmentation de l'énergie de compactage à gauche de l'optimum Proctor de teneur en eau conduit à une augmentation de la résistance.
- Une augmentation de l'énergie de compactage à droite de l'optimum Proctor de teneur en eau peut entrainer un gain ou une perte de résistance.
- Pour une même énergie de compactage et une même densité, le compactage du coté sec donne une résistance plus élevé que le coté humide.

V.1.2 Résistance à la pénétration des terres saturées

Pour le compactage des terres sur un chantier de barrage, il faut pouvoir, à chaque instant, vérifier que la teneur en eau (donnée ou complétée par arrosage) est bien celle que les essais de laboratoire ont indiqué d'adopter. Or, la détermination de la teneur en eau ne se fait pas directement qu'en prenant un échantillon de terre, de poids connu, qui soumet à dessiccation complète et qu'on pèse ensuite. C'est une mesure délicate et longue qui relève du laboratoire. Proctor a trouvé un moyen plus pratique, et très expéditif, basé sur une propriété remarquable de la résistance à la pénétration des terres saturées.

V.1.3 Nature du sol

L'allure des courbes de compactage varie avec la nature du sol, très aplatie pour une argile plastique. Lorsque la courbe est très aplatie. Le compactage est influencé par la teneur en eau. Les matériaux de genre sont les meilleurs pour les remblais.

Un sol dont le compactage sera fortement influencé par la teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. A l'inverse, un sol dont la teneur en eau influence peu le compactage sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols de ce type font généralement les meilleurs remblais. La figure suivante donne quelques exemples des allures que peuvent présenter les courbes de compactage des sols courants .On voit que les sables sont très peu sensibles à l'eau en ce qui concerne le compactage, tandis que s'ils contiennent une fraction argileuse, leur courbe s'infléchit de manière importante.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

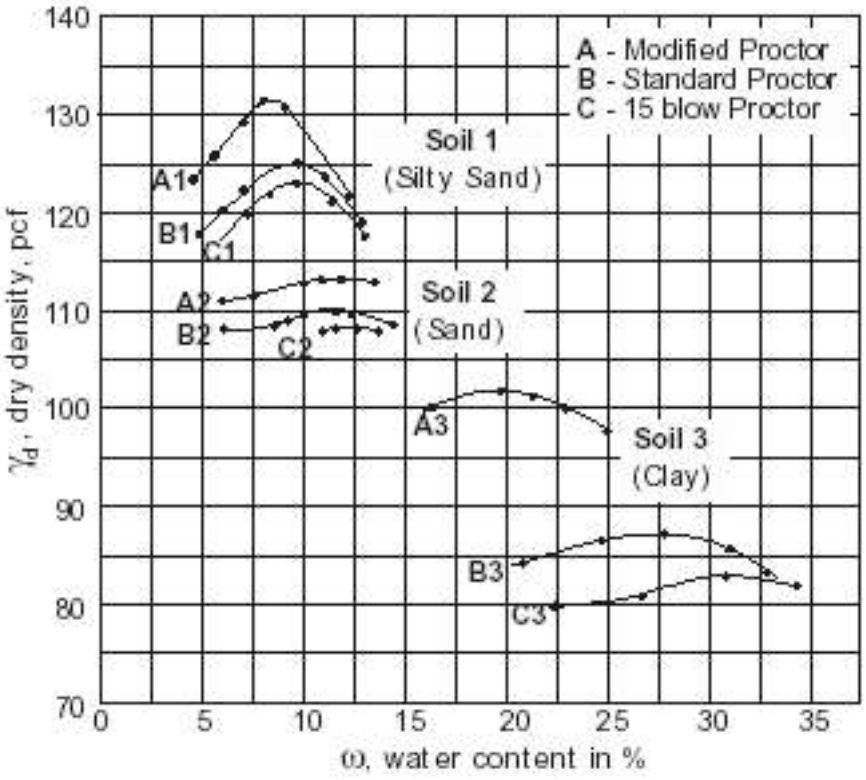


Fig I. 2: Influence de la nature du sol sur le compactage.
(J.LERAU, 2006)

V.1.4 Teneur en eau

La teneur en eau joue un rôle important dans la conduite du compactage et suivant sa valeur, on obtient des résultats plus ou moins satisfaisants pour une même dépense d'énergie.Lors d'un essai de compactage, si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement la variation du poids volumique sec γ_d en fonction de la teneur en eau ω, on obtient une courbe en cloche.Cette influence peut être expliquée par l'effet d'attraction des forces capillaires qui constitue une résistance au réarrangement des grains.Pour étudier comment la teneur en eau influe sur le compactage d'une terre, Proctor a imaginé de procéder au tassement mécanique d'un échantillon, toujours de même façon, en modifiant seulement le degré d'humidité. . Ayant tamisé, puis disposé la terre par couches égales dans un cylindre de dimensions bien définies, il tasse chaque couche à l'aide d'un pilon, toujours de même poids, tombant toujours de la même hauteur, un même nombre de fois n. En faisant varier la teneur en eau. (H.VARLET, 1966)

En particulier si, sur un graphique (fig. I. 3), on porte en ordonnées les valeurs de la densité apparente d et en abscisses les valeurs de la teneuren eau ω on obtient, pour un nombre déterminé n de corps de pilon, une courbe de compactage passant par un maximum, dont l'abscisse est $\omega_{opt.}$

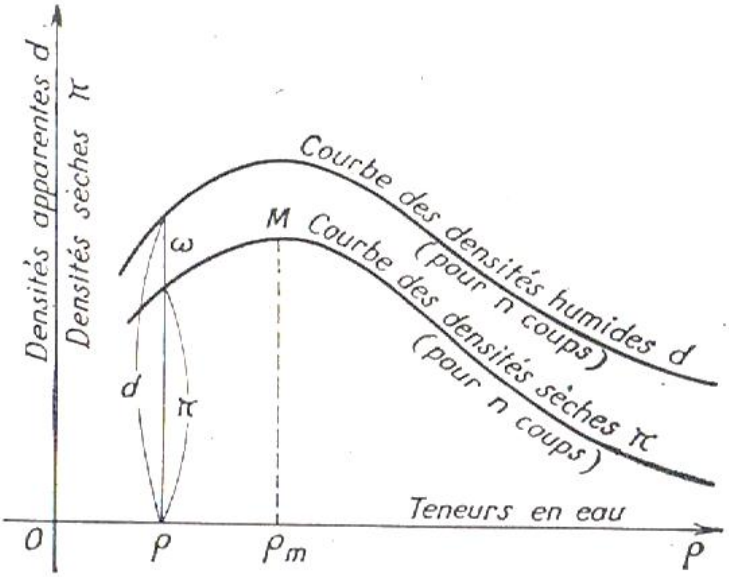


Fig. I.3 : Courbe de compactage

(H.VARLET, 1966)

V.1.5 Teneur en eau des matériaux fins

Il convient que les matériaux d'emprunt aient une teneur en eau proche de celle de l'optimum Proctor normal. Mais, avant même de connaître cette valeur, on peut indiquer que lorsque les teneurs en eau sont inférieures à 10 ou supérieures à 40, les matériaux ont des caractéristiques médiocres et il peut être délicat de les utiliser comme emprunts. (DEGOUTTE, 2002)

V.2 Propriétés des courbes de compactage

Partons d'une terre absolument sèche dans la nature, les terres possèdent, au départ, une certaine teneur en eau, de structure bien déterminée, caractérisée par une densité γ_{do} ; l'ajout de l'eau permettra de suivre les propriétés de la courbe de compactage. (H.VARRLET, 1966)

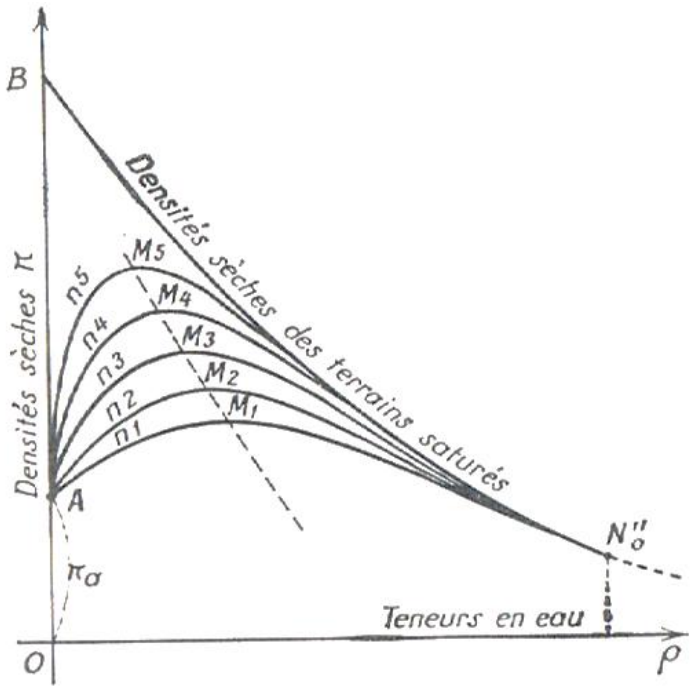


Fig.I. 4 : Courbe de compactage (disposition théorique)

(H.VARLET, 1966)

Toute courbe de compactage, obtenue avec une même énergie de compactage partira du point A (γ_{do}), d'après les essais de Proctor, que la courbe passera d'abord par un maximum M, puis ira en décroissant. Or, dans sa partie descendante elle ne pourra que venir se raccorder à la courbe des densités sèches de saturation, puisqu'on augmentant la teneur en eau on atteint fatalement cet état limite. Il en résulte que toutes les courbes de compactage partiront d'un même point A, auront un maximum M, d'autant plus élevé évidemment que l'énergie de compactage sera plus forte, et admettront une même branche descendante (courbe des densités sèches de saturation) pour les fortes teneurs en eau.

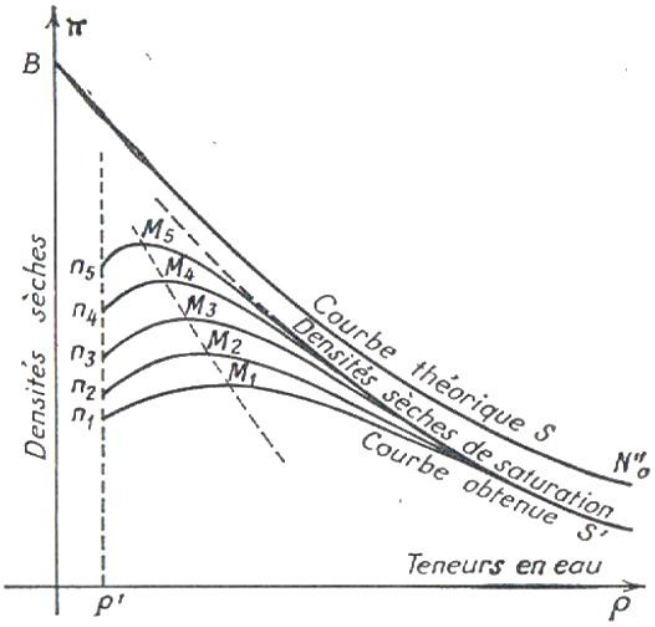


Fig.I. 5 :Courbe de compactage (aspect réel)

(P.L.DELLIOU. 2000)

V.3 Teneur En Eau Optimale

Chaque courbe de compactage passe en M par un maximum de densité sèche $\gamma_{d\ max}$, pour une teneur en eau γ_{dmax} que déterminent les essais.

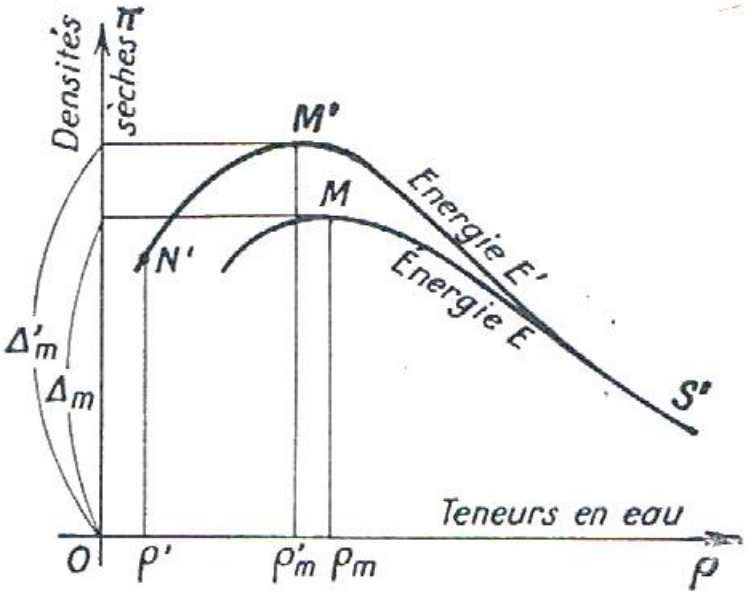


Fig.I. 6: Variation de γ_d en fonction de ω_{opt}

(H.VARLET, 1966)

Les spécifications concernant le compactage des remblais sont établies à partir des essais Proctor normal réalisés à partir des résultats des zones d'emprunt. On exige en général que la densité sèche des matériaux compactés soit supérieure à 97% de la densité sèche des matériaux compactés soit supérieur qui correspond à la teneur en eau optimale obtenue lors de l'essai Proctor normal. Pour cela, on tolère habituellement un écart de plus ou moins 2 points sur la teneur en eau par rapport à celle de l'OPN. *(H.VARLET, 1966)*

V.4 Teneur en eau de mise en place des terres

Considérons une terre qui vient d'être misse en place dans une des couches inférieures d'un barrage en construction. Soit N_2 son point représentatif après compactage (fig. I.7). Supposons le place sur la branche descendante S' commune aux courbes de compactage. Par la suite d'autre couches de terres vont venir couvrir la terre étudiée .la charge va donc croitre pendant la construction et lentement la terre va subir un tassement complémentaire .le volume des vides diminuera et l''eau interstitielle, pourra les occuper tous : autrement dit, la terre se saturera et son point représentatif et ira en montant, de N_2 en N_3, pour atteindre la courbe S saturation. (H.VARLET, 1966)

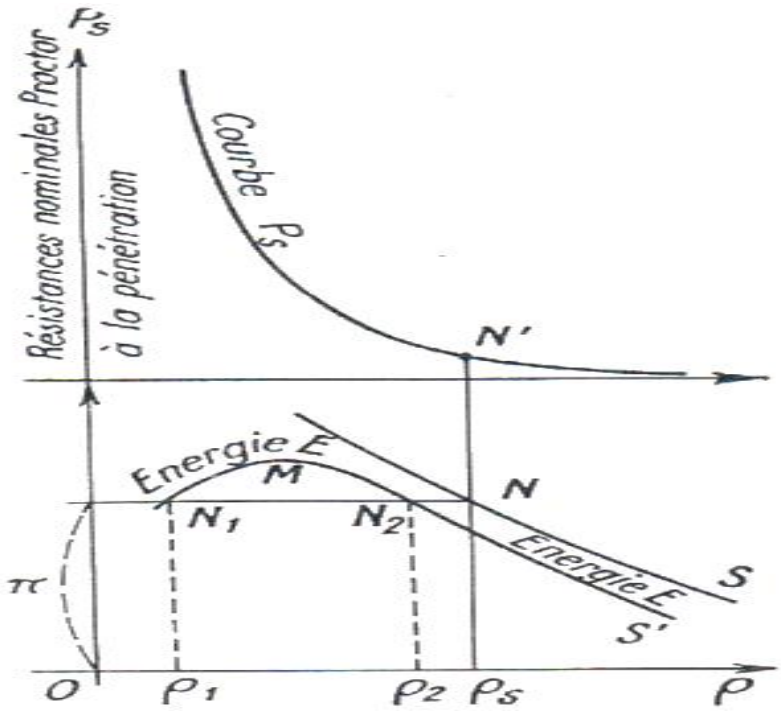


Fig. I. 7: Comportement des courbes inférieures d'un remblai

(H.VARLET, 1966)

Si l'on continue d'ajouter de nouvelles couches de terre sur le barrage, le point représentatif N ne pourra plus se déplacer qu'en. Remontant la courbe S, jusqu'en N_4 par exemple. Mais entre N_3 et N_4 nous aurons chargé une terre saturée d'eau et nous assisterons au phénomène de la consolidation : la teneur en eau doit, en particulier, tomber de la valeur p_2 à la valeur p_4, ce qui n'est possible qu'après une expulsion d'eau correspondante. Cette expulsion demandera, comme on sait, un temps pendant lequel l'eau interstitielle sera mise en surpression p et la résistance au cisaillement diminuée, ainsi que le rappelle la relation :

$$S = c + (n - p) .tg \varphi.$$

Finalement l'état N_4 ne sera attient que quand la consolidation de la terre sera terminée et ceci nécessitera parfois de nombreux mois après la fin des travaux.

Pour éviter cette circonstance, une solution peut être dégagée.

Menons l'horizontale passant par le point N_4 : elle coupe la courbe S'en G. Dans l'état G, la structure de la terre est la même qu'en N_4 et, en particulier, la résistance nominale à la pénétration est identique (valeur Ps). Or, pour aboutir en G pendant la construction, sous la charge croissante des terres, il suffit de partir du point D situé, à l'aplomb de G, sur l'horizontale du point N_2. Ainsi pour obtenir une même structure finale, avec même densité sèche et même résistance $P_{s,}$ tout en évitant les dangers des états transitoires de la consolidation, il est indiqué d'adopter le point D plutôt que le point N_2.

Le lieu du point D donne une courbe dite courbe limite de consolidation. Au moment de la mise en place des couches de terre, on devra adopter une teneur en eau qui, après compactage, donne un point représentatif situé à gauche ou au plus sur cette courbe. En fait, on prendra ce point sur la courbe même, car on a besoin de la plus forte teneur en possible pour faciliter le compactage.

VI. CLASSIFICATION DES SOLS EN VUE DU COMPACTAGE

VI.1 Groupe I : Enrochements

Des essais de force portante sur des enrochements non compactés, comparés à des essais sur des enrochements vibrés ont indiqué que la capacité portante est multipliée par dix, dans certain cas par un compactage efficace. Le module d'élasticité d'enrochements peut atteindre 800 – 1600 kg/cm² au premier cycle de chargement et 1600 – 3200 kg/cm² aux cycles suivants de chargement.

Les tassements mesurés dans des enrochements de bonne qualité bien compactés se sont révélés très faibles.(G. ARQUIEG.MOREL,1988)

VI.2 Groupe II : sables et graviers

Il est important de comparer les courbes Proctor des sables et graviers à drainage libre avec celles d'autres types de sols. Les sables et graviers atteignent leur densité maximale, soit complètement secs, soit complètement saturés. Entre ces deux extrêmes, à la teneur en eau naturelle normale, on obtient des densités plus faibles. Les courbes Proctor des sables et des graviers sont, cependant, souvent relativement plates, ce qui signifie qu'un compactage par vibrations efficace à la teneur en eau naturelle donne une densité assez élevée qui est acceptable dans de nombreux cas.

Des essais récents, au laboratoire et en vrai grandeur, ont montré clairement qu'un sable ou un gravier complètement sec pouvait également être vibré jusqu'à une très haute densité. Lorsque le sable est complètement sec ou complètement saturé, la cohésion apparente due à la capillarité de l'eau interstitielle ne gêne plus le réarrangement des particules du sol.

VI.3 Groupe III: limons, sols siliceux

Des rouleaux vibrants lourds ont aussi été utilisés sur des sables siliceux, ainsi que sur des silts purs. De tels sols ont été compactés avec succès jusqu'à des épaisseurs se couches de 75 à 100 cm par des rouleaux vibrants lourds.

Il ressort de ce qui vient d'être dit que, sur des couches épaisses de remblais, les rouleaux vibrants tractés représentent, dans de nombreux cas, une solution bien adaptée et économique.

VI.4 Groupe IV : Argiles

Une argile, à sa teneur en eau optimale, réclame un effort de compactage important. Les machines qui sont utilisées doivent exercer des forces de compression et de cisaillement relativement importantes sur le matériau. Avec tous les types de compacteurs, le compactage doit être réalisé en couches d'une épaisseur plus faible que dans le cas des sols non cohérents. Deux solutions, principalement, sont envisageables pour le compactage par vibrations de tels matériaux cohérents. Dans certains cas, des rouleaux vibrants lourds à bille lisse ont donné de bons résultats. L'autre possibilité est d'utiliser des rouleaux à pieds de moutons ou à pieds dameurs. (G. ARQUIE et G. MOREL, 1988)

VII. SENSIBILITE DES SOLS AU COMPACTAGE

Tous les sols n'ont pas la même sensibilité au compactage. Les sols les plus sensibles sont les sols limoneux qui ont des difficultés à former des agrégats stables. Ces sols sont notamment très sensibles au compactage de surface par formation de croûte de battance sous l'action des pluies. Les sols hydro morphes, qui présentent donc des excès d'eau temporaires ou permanents, sont également plus sensibles. En effet, un sol humide se compacte plus facilement qu'un sol sec. Enfin, les risques de compaction augmentent également sur les sols à faible taux de matières organiques. (P. GUILBAULT, 2007)

VIII. CONCLUSION

Cette contribution bibliographique a mis en évidence l'ensemble des aspects liés au compactage des sols, l'influence des différents paramètres sur les objectifs de compactage ainsi que la réponse de chaque type de sol vis-à-vis des éléments liés à la communication au sol, d'une énergie de compactage.

Rapport-Gratuit.com

I. INTRODUCTION

Les principaux désordres constatés dans les corps de remblai se résument en:

- Formation de fissures longitudinales avec ou sans dénivellation et affaissement du profil en long,
- Glissement de talus, éventuellement superficiel,

Les causes suivantes sont à l'origine de ces désordres :

- Nature des matériaux en particulier, l'utilisation de matériaux évolutifs,
- Valeurs des teneurs en eau,
- Conditions de réalisation.

Trois autres facteurs ont également de l'influence, ce sont :

- La géométrie des remblais (pentes, dissymétries, etc.),
- L'alternance gel-dégel,
- L'augmentation des charges.

La plus grande partie des sols occasionnant des désordres importants se classe dans les familles suivantes :

- Sols fins : limons et argiles,
- Sables et graves argileux,
- Sols constitués de fines et de gros éléments tels que l'argile à silex ou alluvions grossiers,
- Roches et matériaux évolutifs tels que craies, schistes et marnes.

Les variations hydriques affectent fortement les caractéristiques mécaniques de ces matériaux, d'autant plus qu'ils sont plus évolutifs. L'eau pénètre dans le remblai à travers les couches supérieures, par ruissellement sur les talus ou par remontée capillaire. L'alternance imbibition- dessiccation (par approfondissement des fissures de retrait) et la respiration des remblais (par l'alternance gonflement-retrait) sont des facteurs aggravants de l'influence de l'eau. (C.MIEUSSENS, 1986)

Dans cet ensemble de causes possibles, le champ d'action de l'entreprise est limité aux modalités de mise en œuvre.

L'amélioration des conditions de mise en œuvre pour éviter ces désordres fait intervenir de nombreux facteurs, parmi lesquels :

- Epaisseur de la couche compactée,
- Modulation du compactage,
- Position par rapport à l'optimum Proctor,
- Compactage des talus,
- Optimisation de l'ensemble "couche de remblai, couche de forme, arase de terrassement",
- Procédure d'épandage et de compactage du matériau,
- Traitement et amélioration du matériau,
- Scarification des matériaux après compactage pour une homogénéisation des interfaces,
- Emploi de géotextiles.

II. COMPACTAGE DES REMBLAIS DE BARRAGE

En ce qui concerne les caractéristiques des matériaux utilisés, ils doivent posséder une bonne résistance au cisaillement et une faible compressibilité.Lors de la mise en place et du compactage, ils ne doivent pas avoir une tendance à la fragmentation Le remblais est réalisé par couches horizontales successives mises en place et compactées mécaniquement. Leur épaisseur dépend de la nature du matériau et elle est déterminée sur la base d'essais de compactage in situ. Ces essais permettent aussi de fixer le nombre de passage d'un engin de compactage pour obtenir une densité optimale compte tenu d'une teneur en eau appropriée. Il faut pourtant se rappeler que l'homogénéité du point de vue perméabilité n'est pas facilement réalisable pour des remblais compactés, car le mode de construction offre toujours une plus grande perméabilité dans la direction des couches.
Des zones de suintement à la surface aval sont souvent la conséquence d'un tel remblai. Pour éviter une érosion interne (effet de renard) et des instabilités ; des zones de drainage sont indispensables. (A. EMMANUEL, 2002)

III. UTILISATION PRATIQUE DES ESSAIS DE COMPACTAGE

Chaque sol est caract111érisé par ses densités maximale, qui correspondent chacune à une teneur en eau unique et précise, et à un type d'essai (PN ou PM). Les cahiers des charges

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

exigeront le cas échéant, que les sols soient compactés jusqu'à γ_d donnée, par exemple 95% du PN (remblais), ou 95% du PM, ou 100% du PN (pour les 50 premiers cm de sol). Sur le chantier, le sol a une teneur en eau donnée naturelle, éventuellement non uniforme.

- Si la teneur en eau est supérieure à ω_{opt} (teneur en eau qui correspond à l'optimum Proctor), on peut imaginer d'assécher le terrain, ce qui est pratiquement impraticable (le point A se déplace vers O).
- Si la teneur eau est inférieure à ω_{opt} on peut envisager d'arroser le sol (lepoint B se déplace vers O)
- Dans l'un ou l'autre cas, on peut sans modifier la teneur en eau du sol, augmenter l'énergie de compactage (augmenter le nombre de passes), cette solution est la plus aisée à mettre en pratique(le point B se déplace vers O').

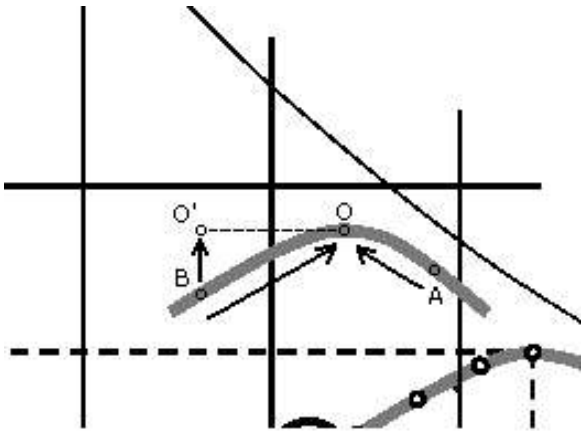


Fig.II.1: Solutions pour répondre aux exigences de la densité sèche.

(J.LERAU,2006)

Une fois connue la teneur en eau naturelle du sol, et donc la solution pour atteindre la densité γ_d imposée, il reste à étalonner le matériel de compactage, c'est à- dire, pour un rouleau compresseur par exemple, déterminer le nombre de passes minimum pour atteindre la densité γ_{dopt} sur une épaisseur de 30 cm environ. On construit sur le chantier construit une courbe d'étalonnage au moyen d'un essai en grandeur réelle exécuté sur une portion de la surface du chantier. La courbe d'étalonnage lie le nombre de passes nécessaires pour atteindre le γd voulu, en fonction de la teneur en eau (plus ou moins maîtrisée par arrosage). Cette courbe passe par un minimum. Ce minimum permet de déterminer la teneur en eau qui faut s'efforcer d'obtenir avant compactage. Cette opération, relativement

laborieuse permet, pour des chantiers importants, de faire des économies significatives en temps, en main-d'œuvre et en énergie.

IV. LES ESSAIS AU LABORATOIRE

Le principe des essais de compactage a en fait déjà été évoqué plus haut dans ce chapitre; un échantillon de sol, de teneur en eau connue, estcompacté dans un moule, aux dimensionsnormalisées, par l'action de la chute d'une dame.Le poids et la hauteur de chute de cette dernièresont également normalisés. La teneur en eau dusol testé est maîtrisée en étuvant l'échantillon, puispar adjonctions de quantités précises d'eau. Unesérie d'essais est réalisée pour différentes teneursen eau, le résultat de chacun produisant un couple de valeurs (ω,γ_d), donc un point de la courbe de compactage (courbe A.A.S.C.H.O : American Association of State Highway Officials). Les essais peuvent être réalisés dans deux typesde moules, et selon deux modalités, ce qui faitquatre types d'essais. D'autres types, moins couramment utilisés existent également.

Ces essais ont pour objet de tracer les courbes de compactage. (E. LEFLAIVE et al, 1974)

IV.1 L'essai Proctor

L'essai Proctor (normal ou modifié) est un essai de compactage dynamique, caractérisant la compactibilité des matériaux.

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

IV.1.1 Principe de l'essai

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau.On définit ainsi plusieurs points d'une courbe (γ_d/γ_w, w), on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale. (J.LERAU, 2006)

On peut utiliser :

a) Le moule Proctor : 10,2 cm de diamètre et 11,7 cm de hauteur (plus un collier mobile permettant de compacter jusque 13 ou 14 cm). Ce moule est utilisé pour les sols de granulométrie ≤5mm. On compacte environ 3 kg de sol.

b) Le moule C.B.R. (California Bearing Ratio) : 15,2 cm de diamètre et 15,2 cm de hauteur. Convient pour des sols contenant des éléments >5mm. Si le sol contient des éléments >20mm ceux-ci sont remplacés, à poids égal, par des éléments de 5 à 20mm. L'échantillon possède 6 kg de poids dans ce cas.
Dans chacun de ces deux moules, on peut réaliser l'essai de compactage selon deux modalités:

i) L'essai Proctor Normal (PN)

Le sol est compacté au moyen d'une dame de 2,490 kg, tombant d'une hauteur de 30,5 cm (1 pied). L'essai est réalisé en trois couches de plus ou moins 4 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR.

ii) L'essai Proctor Modifié (PM)

Le sol est compacté au moyen d'une dame de 4,540 kg, tombant d'une hauteur de 45,7 cm (1,5 pied). L'essai est réalisé en cinq couches de plus ou moins 2,5 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR.

L'essai PN communique au sol une énergie de compactage relativement modérée, cet essai s'applique donc à l'étude des remblais.

L'essai PM, sollicitant le sol d'avantage, il est adapté aux compactages important comme ceux que subissent les sols.
Citons encore le Proctor à 15 coups (courbes C de la fig. I.2 chapitre 1), le test de compaction miniature (Harvard) pour les sols fins, permettant d'effectuer les mesures sur de très petits échantillons (de l'ordre de 60 cm^3), la table vibrante, lescompressions statiques.

Fig. II.2 : Matériel pour essai Harvard.
(J.LERAU, 2006)

Fig.II.3 : Matériel pour essai de compactage Proctor
(J.LERAU , 2006)

Pour le compactage des remblais, la valeur minimale de densité sèche à obtenir sur chantier est fixée en général à 95% jusqu'à 98% de densité sèche optimum de Proctor.(CASTAN, 1989).

V. LES ESSAIS IN-SITU

V.1 Notion de planche d'essai

Avant la construction du remblai, il est recommandé de réaliser une planche d'essai afin de fixer les conditions de mise en place des matériaux et de choisir les moyens de compactage les plus performants. Des couches et le nombre de passe du compactage sont déterminés lors de ces essais.(H.POUGATSCH et al, 2011)

Suivant l'objectif recherché, ces planches portent des noms variés : planche d'essais lorsqu'il s'agit de déterminer les performances d'un engin, planche de vérification lorsqu'il s'agit seulement de confirmer (ou d'infirmer) une capacité que l'on croit connaitre, mais dont on n'est pas absolument certain, planche de référence lorsqu'il s'agit de définir la qualité que l'on obtient normalement en appliquant strictement un compactage déterminé pour qu'en cours de réalisation du chantier, on puisse comparer facilement la qualité obtenue à celle souhaitée. (G. ARQUIE et G. MOREL,1988)

V.2 Rôle de la planche d'essai

La planche d'essai est destinée à fixer les conditions de mise en œuvre du remblai et à déterminer les meilleures modalités d'exécution. Elle doit être systématiquement prévue avant la construction du remblai. Elle peut être avantageusement utilisée pour la confection d'un batardeau de protection ou d'une piste d'accès. La planche d'essai ne peut être intégrée au remblai que dans le cas où elle ne constituera pas, ensuite, une zone de faiblesse. Elle estobligatoirement exécutée avec le matériel proposé par l'entreprise, notamment pour régaler, niveler, compacter, ce qui permet d'en vérifier l'aptitude.
(A.J SCHLEISS et H.POUGATCH, 2011)

Dans le cas où la difficulté de mise en place des matériaux nécessite de rechercher notamment le compacteur adéquat (par exemple pour des sols indurés ou des roches tendres), le CCTP précise quels sont les types d'engins que l'entreprise devra tester lors de la planche d'essai.

Enfin, pour certains matériaux friables, il conviendra de comparer les granulométries avant et après compactage et vérifier que les fuseaux granulométriques obtenus restent admissibles.(A.EMMANUEL, 2002)

V.3 Dimensions de la planche d'essai

Après mise au point de l'opération éventuelle de traitement, l'essai de compactage s'exécute sur une planche dont les dimensions minimales sont (A.J SCHLEISS et H.POUGATCH, 2011):

- En longueur : 30 à 40 mètres,
- En largeur : 4 à 6 mètres.

La surface d'emprise doit être convenablement préparée au préalable : décapage de la terre végétale, élimination des mottes, assèchement, scarification sur 0,15 mètre, mise en place d'une couche de 0,20 mètre de matériau et compactage (10 passes).

Il est recommandé d'exécuter ensuite au moins trois couches de remblai afin de :

- s'affranchir des phénomènes d'assise,
- contrôler l'accrochage des couches,
- tester deux ou trois épaisseurs de couche différentes.

Si les essais portent sur plusieurs compacteurs et/ou plusieurs matériaux, le nombre de planches ou leur surface est augmenté d'autant. (A.EMMANUEL, 2002)

V.4 Mesures concernant l'efficacité d'un compacteur

Il s'agit de déterminer l'épaisseur adéquate des couches et le nombre correspondant de passages du compacteur.

En règle générale, pour une épaisseur donnée, l'ensemble de la planche reçoit un compactage considéré comme minimal, par exemple 6 passes, puis est divisé en 3, 4 ou 5 parties qui reçoivent chacune un compactage supplémentaire par rapport à la précédente, de manière à obtenir par exemple, un tronçon de 6 passes, un autre de 8 passes, le suivant de 10 passes, le dernier de 12 passes (une passe correspond à un aller simple du compacteur).

Des mesures de teneur en eau et de densité sèche sont ensuite effectuées dans la partie centrale de chacune des sections (où il n'y a pas d'effet de bord ou de chevauchement).

Ces contrôles doivent être assurés par le même organisme, les mêmes matériels et le même manipulateur que ceux prévus pour le chantier lui-même.

Toutefois, lorsque le matériau n'est pas très homogène, il est préférable que chaque couche soit compactée avec un nombre de passes croissant, les mesures successives étant faites au même endroit.

Le nombre optimal de passes permettant d'atteindre la densité sèche désirée doit êtregénéralement compris entre 6 et 12, afin d'obtenir un remblai de compacité suffisamment homogène et d'optimiser l'utilisation des engins. On augmentera, ou au contraire on réduira, l'épaisseur des couches selon que le nombre de passes nécessaire est inférieur à 6 ou supérieur à 12. (A.EMMANUEL, 2002)

Cette épaisseur, après compactage, doit toutefois rester comprise entre 0,20 et 0,50 mètre. Il faut vérifier que toute l'épaisseur de la couche est bien compactée. L'exécution d'une tranchée peut permettre de constater l'homogénéité du matériau compacté.

VI. LES ENGINS DE COMPACTAGE

VI.1 Généralités

Avant de décrire les différents engins de compactage, nous allons tenter de les classer et de donner quelques notions générales applicables à tous les engins quelles que soit leur nature.

VI.2 Définition Générale

Nous appellerons engin de compactage, tout matériel de génie civil destiné à compacter un sol ou une couche de chaussé.

VI.2.1 Classement des engins :

Il est indispensable de procéder à un classement de ces engins, ne serait-ce que pour pouvoir décrire chacun des types retenus. De nombreuses classifications ont été tentées.

Nous mentionnerons celle du Comitee for European Construction Equipement (C.E.C.E), de la fédération national des travaux Public (F.N.T.P) et de la Commission d'étude des matériels de Génie Civil (C.E.M.A.G).

La Recommandation pour les terrassements routiers, complétée par la note technique sur le compactage des remblais de tranchées, contient un autre classement que nous utiliserons en y adjoignant, d'une part, un classement morphologique des rouleaux vibrants, et d'autres part, quelques indications sommaires sur les rouleaux à bandages lisses, certes périmés aujourd'hui, mais qui nous paraissent cependant mériter encore une mention, fût-elle historique.

VI.2.2 Rouleaux à bandage lisse

i. Historique et généralité

Les rouleaux à bandage lisse sont les premiers engins de compactage apparus dans la technique, puisque dès 1830 l'ingénieur français Fortin proposa de tasser le macadam par un rouleau pesant 2400kgs, large de 0.75kgs.

a) Description générale et classements

Les engins sont composés d'un châssis très robuste portant la chaîne cinématique (qui comprend le moteur), la cabine, le poste de commande et les roues.

Les roues, qui constituent l'élément c²ompacteur, sont des cylindres en acier d'un diamètre variant de 0.40 m et 2 m. La surface cylindrique s'appelle le bandage lisse.

Les largeurs des génératrices de ces cylindres s'étagent de 0.20 m à 2 m pour certains tandems.

Ces roues comportent, en effet, trois types de dispositions différentes correspondant à trois classes morphologiques différentes :

- Les rouleaux compresseurs tricycles qui comportent une roue large à l'avant souvent divisée en deux éléments contigus.

Ce cylindre est de faible diamètre et il est placé dans l'axe du comparateur. Cette roue est directrice, mais non motrice.

- Les rouleaux compresseurs tandems comportent deux cylindres de même largeur à l'avant et à l'arrière ; le deuxième recouvrant exactement le premier .La direction est obtenue en donnant un angle aux axes des deux axes des deux cylindres. Cet engin est très employé pour le compactage des enrobés, mais comme cela a été indiqué précédemment, il ne doit alors venir qu'en deuxième position derrière un compacteur à pneus lourd (ou un engin vibrant).
- La troisième disposition (rouleau à bandages lisses triaxial) est moins fréquente et se rencontre ou s'est rencontrée dans des fabrications américaines, anglaises, danoises et russes. Il lui est reproché une maniabilité et une stabilité insuffisantes. Un constructeur anglais a rendu le bâti de cette machine articulé, ce qui lui donne des capacités d'évolution beaucoup plus importantes. (G. ARQUIE et G. MOREL,1988)

Rapport-Gratuit.com

b) Poids total en charge :

La gamme de ces engins s'étant considérablement rétrécie, le poids total en charge qui s'étalait entre 1.5 tonne et 25 tonnes ne varie plus qu'entre 8 tonnes et 16 tonnes.
(G. ARQUIE et G. MOREL,1988)

VI.2.3 ROULEAUX A PNEUX

i. Généralité

Apparu en France vers 1950, ce type d'engins s'est bientôt imposé par ses qualité qui lui ont conféré un quasi université d'emploi.
Sols cohérents ou couches de chaussées, graves simples ou graves traitées, enduits superficiels ou enrobés, peuvent être compactés avec ces matériels.
Tractés à leurs débuts, ils sont rapidement devenus automoteurs et le nombre de modèles existants ainsi que la variété des solutions, témoignent de l'intérêt porté à ce type d'engin.

ii. Paramètres de compactage

Lapartie « active » du point de vue compactage étant constituée par le train de roulement du compacteur à pneus, il convient de lui accorder la plus grande attention.
En effet, l'action du compacteur à pneus bien connue aujourd'hui et que nous n'entendons pas développer ici, fait appel à trois valeurs fondamentales :

- La charge par roue,
- La géométrie du pneumatique et sa pression de gonflage,
- Le nombre de passe.

iii. Classification des compacteurs à pneus

On distingue essentiellement trois types :

- Compacteurs à pneus tractés à une rangée de roues,très lourds (60 – 100 tonnes).
- Compacteurs à pneus tractés à deux rangées de roues, légers (< 15t)
- Compacteurs à pneus automoteurs.

VI.2.4 Rouleaux vibrants

i.Généralité

Derniers apparus sur le marché, les rouleaux vibrants qui ont cependant plus de 20 ans d'existence, se sont maintenant imposés pour à pneu près tous les travaux de compactage.
En diminuant ou même en supprimant les frottements entre les grains, la vibration facilite le compactage, comme le montre son utilisation dans le serrage des bétons. Elle permet des actions en profondeur notables, surtout lorsque le rouleau est lourd.
Ces engins sont utilisables pour le compactage des matériaux à angle de frottement interne élevé ce qui explique que leur domaine d'action préférentiel soit celui des assises de chaussée.

- Rouleau mono axe tracté,
- Rouleau monocylindre autotracté,
- Rouleau automobile monocylindre,
- Rouleau tandem transversal,
- Rouleau tandem longitudinal,
- Rouleau automobile mixte vibrant à pneus,
- Combinaison d'attelages.

VI.2.5 Rouleaux a pieds dameurs

i. Définition

Ce sont des compacteurs très anciens utilisés aux Etats-Unis dès le début des années 30. C'est le type de rouleau qu'utilisait Proctor. (G. ARQUIE et G. MOREL,1988)
Les compacteurs à pieds dameurs, actuellement sur le marché, sont de trois types :

- Les tandems, à articulation centrale,
- Les tricycles,
- Les quadri-roues.

Ils ont comme éléments agissants, des cylindres métalliques hérissés de protubérances de forme généralement fixe appelées pieds de mouton ; mais nous verrons qu'il existe d'autres formes de protubérance de noms différents (pieds d'éléphant).(BIAREZ, 1974)

- Rouleaux à pieds de mouton tractés,
- Rouleaux à pieds dameurs automoteurs,
- Rouleaux à grille.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

VI.2.6 Rouleaux à segments

Les compacteurs automoteurs à pieds dameurs sont caractérisés par des vitesses de travail relativement élevées qui permettent l'obtention de rendement important malgré leur limitation du point de vue de l'épaisseur des couches à compacter. (BIAREZ, 1974)

En fin, il est à que Le passage répété d'engins lourds et le désherbage ont eu notamment une influence notable sur le tassement. On parle alors de compactage, c'est à dire de diminution de la porosité du sol. La notion de porosité est importante pour le fonctionnement du sol car elle conditionne la circulation de l'air et de l'eau. (P. GUILBAULT, 2007)

VII. MISE EN ŒUVRE DES REMBLAIS

La mise en place des remblais (A.EMMANUEL, 2002), notamment celle relative aux digues et barrages doit obéir à certaines règles et normes qui peuvent être résumées au niveau des critères ci-dessous :

- Pour obtenir un ouvrage aux dimensions du profil théorique portées sur les plans d'exécution, les remblais doivent être exécutés avec des surépaisseurs sur tous les talus. Ces surépaisseurs, qui permettent de compacter efficacement jusqu'à la limite théorique du talus, sont enlevées en fin d'exécution,
- Pour assurer une bonne liaison entre le remblai et une fondation meuble, cette dernière est compactée avec les mêmes engins que le remblai, puis scarifiée avant la mise en place de la première couche de remblai,
- Lorsque les talus de la clé d'étanchéité sont meubles, il est souhaitable que le compacteur « morde » sur la paroi pour assurer une bonne liaison entre le remblai et le terrain en place,
- Le matériau à compacter est régalé suivant une couche plane d'épaisseur uniforme sur une assise ne présentant ni creux, ni bosse, préalablement scarifiée sur une épaisseur minimale de 5 cm pour assurer une bonne liaison entre les couches. Les normes de compactagesont définies dans le CCTP ainsi que les modalités d'exécution de la planche d'essai,
- En cas d'arrêt du chantier, en particulier en fin de journée, la dernière couche mise en place doit être fermée et présenter une pente permettant l'écoulement naturel de l'eau de

pluie éventuelle. Un remblai détrempé peut être conservé s'il est possible de ramener la teneur en eau à une valeur acceptable avant compactage. Dans le cas contraire, il doit être évacué. Un remblai gelé doit être enlevé,

- À proximité des structures rigides, ou en certains points particuliers, les engins de compactage normaux ne peuvent être utilisés. Ils sont alors remplacés par un matériel adapté aux circonstances et permettant d'obtenir un remblai compacté selon des prescriptions définies
- Les stocks de matériaux drainants et filtrants doivent être protégés contre les eaux de ruissellement pour éviter toute pollution. Ils doivent être mis en place aussi rapidement que possible et être protégés immédiatement par une couche de matériaux compactés.

Dans le cas où une zone est décapée, elle est toujours raccordée en pente assez douce aux zones avoisinantes du remblai, afin de permettre l'utilisation normale des engins et éviter les discontinuités dans le massif.

VIII. CONTRÔLE DES TRAVAUX DE COMPACTAGE

Après les enseignements tirés de la planche d'essai, il convient de construire, dans les meilleures conditions possibles, un ouvrage qui devra être utilisé pendant plusieurs dizainesd'années, en nécessitant des opérations de maintenance les plus légères possible. (A.EMMANUEL, 2002)

VIII.1 La philosophie générale du contrôle

Quelle que soit la qualité des études géotechniques de projet, celles-ci ont toujours un caractère ponctuel, aussi bien en ce qui concerne les investigations en fondation que celles dans les zones d'emprunt.

La réalisation pourra donc fréquemment faire apparaître des situations non prévues lors des études et auxquelles il faudra s'adapter très rapidement.

Un autre aspect fondamental des barrages en terre homogènes et de certains ouvrages à zones est leur grande sensibilité à l'hétérogénéité. En effet, quelques pour-cent du volume de remblai, mis en œuvre dans de mauvaises conditions (soit à cause de leur qualité

intrinsèque, soit à cause des conditions externes) et au mauvais endroit, peuvent être responsables de la ruine d'un barrage en terre.

Ces deux aspects mettent en évidence de manière indiscutable l'aspect permanent que doit avoir « le contrôle » au sens large.

Le seul intervenant qui est obligatoirement présent en permanence sur le chantier étant l'entrepreneur, il est évident que celui-ci a un rôle fondamental vis-à-vis de la qualité des travaux qu'il va réaliser ; c'est l'autocontrôle, qui ne peut s'envisager qu'avec des entreprises compétentes ayant une bonne expérience de ce type d'ouvrage.

Cet aspect est très important et doit être bien appréhendé au niveau du choix de l'entreprise, et cela d'autant plus que l'ouvrage est petit puisque l'on verra par la suite que la permanence du contrôle ne peut pas être assurée par le maître d'œuvre sur les ouvrages de faible importance.

Le rôle de l'entreprise étant essentiel, il est recommandé de l'inciter à appliquer un plan d'assurance qualité. Cette précaution n'enlève rien à la nécessité d'un contrôle de réalisation soigné. Mais elle peut permettre que le contrôle se déroule dans un contexte plus aisé. (A.EMMANUEL, 2002)

VIII.2 Objectifs du contrôle

L'objet du contrôle est de vérifier que l'ouvrage est construit conformément au projet ou au moins en accord avec les règles de l'art ; les matériaux doivent donc être conformes aux spécifications ainsi que leur mise en œuvre.

En ce qui concerne les matériaux compactés d'une zone du remblai (ou de tout le remblai s'il est homogène), ils doivent :

- Etre de la qualité intrinsèque prévue, c'est-à-dire que leur granulométrie, leurs limites d'Atterberg, leur pourcentage de matières organiques, leur minéralogie, ont à respecter les bornes prescrites,
- Etre dans un état d'humidité conforme à la fourchette admissible,
- Etre compactés suffisamment pour éviter tout désordre ultérieur, mais en évitant tout sur compactage préjudiciable.

En ce qui concerne les autres matériaux du remblai, filtres, drains, enrochements de protection, c'est surtout leur qualité qu'il s'agit de vérifier : granulométrie, blocométrie,

pourcentage de fines, présence d'argile, friabilité, résistance à l'usure, minéralogie. (A.EMMANUEL, 2002)

Outre la qualité et la mise en œuvre des matériaux, il faut aussi contrôler l'implantation, les cotes et les dimensions des diverses parties du remblai, en commençant par une réception des fouilles.

Enfin, le contrôle porte également d'une part sur les dispositifs particuliers (injections, paroi moulée, appareils d'auscultation...) et, d'autre part, sur les ouvrages annexes (évacuateur de crues, prise et vidange).
Tous les contrôles évoqués ci-dessus sont d'abord visuels, mais ils sont généralement associésà des mesures et à des essais qui peuvent contredire l'impression visuelle avec une fréquence qui dépend notamment de l'expérience du contrôleur.(CASTAN, 1989)

VIII.3 Le contrôle du compactage

Il consiste systématiquement, pour tous les remblais, en des mesures de teneur en eau w et de poids volumique sec γd, à l'aide d'un gamma densimètre ou d'un densitomètre à membrane.
Les mesures doivent être comparées aux résultats des études et de la planche d'essai. Or, sauf cas extrêmement particulier, l'hétérogénéité des matériaux d'emprunt rend très délicate toute comparaison, même si l'étude a bien fait le point des différents types de matériaux.
En fait, les éléments à déterminer avec précision sont les suivants :

- Ecart entre w et l'OPN (par exemple si w = 20 % et si l'OPN = 18 %, on dira que le matériau est du côté humide de 2 points) et taux de compactage γ_d/γ_{dmaxPN}(exemple : si γ_d/γ_w = 1,70 avec γ_w= poids volumique de l'eau, et si γ_{dmaxPN}/γ_w= 1,73, le taux de compactage est de 98 %) ; l'appréciation la plus fiable consiste donc à associer à chaque mesure (w, γ_d) un essai de compactage PN (matériau prélevé à l'endroit exact de la mesure) qui peut être un essai rapide selon la méthode dite de Hilf. L'expérience montre que des teneurs en eau, qui se situent à plus de 2 points de l'OPN, du côté sec ou du côté humide, correspondent souvent à des matériaux difficilement exploitables,
- Le degré de saturation S du matériau compacté ; ceci est aisé lorsque le poids volumique spécifique des particules γ_s'est peu variable ; il est intéressant de reporter sur

un graphe (w, γ_d) toutes les mesures ; des valeurs de S inférieures à 70 % traduisent en général un matériau sec insuffisamment compacté ; des valeurs supérieures à 90 % correspondent généralement à un matériau humide où des pressions interstitielles sont susceptibles de se développer ; des valeurs de S supérieures à 100 % mettent en évidence une erreur sur w, γ_d ou γ_s ; et bien entendu, des valeurs de S comprises entre 70 % et 90 % ne signifient pas nécessairement que le matériau est bien compacté,

- Le poids volumique sec γ_d du matériau en place dans la zone d'emprunt (s'il s'agit d'un matériau dont S est constant, il suffit de connaître w pour obtenir γ_d) ; ceci est important si cette valeur est sensiblement supérieure à γ_{dmaxPN}, ce qui est souvent le cas lorsque des sols indurés, des roches tendres ou des roches altérées sont exploités ; le compactage satisfaisant sans humidification mis au point lors de la planche d'essai, correspond alors en général à une valeur de γ_d comprise entre γd en place et γ_{dmaxPN} (par exemple si γ_d en place = 108 % de γ_{dmaxPN}, le taux de compactage convenable est de l'ordre de 104 %).

En plus des mesures et des essais décrits ci-dessus, le contrôle du compactage peut aussi s'appuyer d'une part sur des essais de laboratoire plus simples que l'essai PN mais liés à ce dernier par des corrélations et, d'autre part, sur des essais sur remblai à l'aide notamment de pénétromètres dynamiques légers, la précision obtenue étant toutefois variable.

Enfin le contrôle visuel d'exécution du remblai permet le plus souvent de déceler une teneur en eau excessive (phénomène de matelassage au passage des engins) ou insuffisante, surtout si ces observations visuelles ont pu être reliées à des contrôles quantitatifs antérieurs. (A.EMMANUEL, 2002)

VIII.4 Ampleur du contrôle concernant le compactage

Un contrôle fiable du compactage nécessite la présence permanente d'un géotechnicien compétent dont le jugement est étayé par de nombreux essais PROCTOR (A.EMMANUEL, 2002). Comme ce contrôle permanent vient en plus du contrôle général des travaux qui, lui, fait partie de la prestation du maître d'œuvre dans le cadre d'une mission normalisée, il entraîne un coût supplémentaire pour le maître d'ouvrage. D'où les recommandations suivantes:

- Un représentant compétent du maître d'œuvre, disposant d'un équipement complet delaboratoire, assure le contrôle permanent du compactage pour tous les remblais dontH^2V est supérieur à 300,

- Lorsque H^2V est supérieur à 700, un laborantin (ou plus si la cadence de mise enœuvre l'exige) le seconde,
- Lorsque H^2V est inférieur à 300, le contrôle permanent est aussi souhaitable, mais s'iln'est pas possible, le maître d'œuvre effectue un contrôle classique du compactage lors dechacune de ses visites ; il réalise aussi un contrôle global de toutes les couches compactéesà l'aide d'un pénétromètre dynamique léger qui permet surtout de détecter la présence dematériaux mous.

La fréquence des mesures et des essais dépend des conditions de chantier ; il est préconisé pour tous les remblais :

- Au moins une mesure (w, γ_d) pour 1 000 m3 de matériaux compactés,
- Un essai PN pour une à dix mesures (w, γ_d).

Le cahier des clauses techniques particulières (CCTP) devra préciser la démarche à suivre en cas de non-respect des prescriptions. On y définira en particulier des "points d'alerte" portant sur la convenance des matériaux (granulométrie, teneur en eau) et des "points d'arrêt" portant sur leur mise en œuvre (épaisseur des couches, densité, teneur en eau).

VIII.5 Exécution des contrôles de compactage

VIII.5.1 Identification des matériaux

La vérification de la qualité du compactage repose sur une identification de tous les matériaux mis en œuvre résultant de l'étude géotechnique réalisée lors des études préalables.

Cette identification est fondamentale pour garantir la fiabilité des résultats des contrôles.

Dans le cas où l'organisme de contrôle se trouverait en présence d'un matériau pour lequel les valeurs limites ne sont pas définies ou si ce matériau est un sous-produit industriel ou ayant un caractère spécifique, le donneur d'ordre fera procéder à ses frais à une planche d'essai.

VIII.5.2 Essais d'identification réalisés au cours des travaux

Le donneur d'ordre peut confier à l'organisme de contrôle la réalisation au cours des travaux des essais d'identification.

Il s'agira d'une prestation optionnelle qui fera l'objet d'une tarification spécifique et sera rémunérée à prix unitaires.

Si l'importance de ces essais peut être évaluée à priori, ils seront inclus dans le marché passé avec l'organisme de contrôle; dans la négative ils feront l'objet d'une commande spécifique en cours de travaux.

L'interprétation qui en résultera sera alors de la responsabilité de l'organisme de contrôle.
En cas d'utilisation de matériaux sensibles à l'eau et de contexte défavorable (nappe, météo pluvieuse), l'organisme de contrôle caractérisera l'état hydrique de ces matériaux dans le cadre de cette mission optionnelle à l'avancement des travaux si le délai entre les travaux et le contrôle laisse supposer une évolution de la sous-classe d'humidité des matériaux.

IX. MESURES APRES COMPACTAGE

IX.1 Densité sèche

La caractéristique principale du matériau compacté est évidemment sa densité sèche. Très nombreux sont les instruments qui permettent sa détermination.

IX.1.1 Densitomètres

La première méthode, à laquelle on a pensé, a consisté à creuser un trou dans le terrain compacté, à sécher les matériaux extraits du trou, (soit à l'étuve, soit à la poêle à frire) à les peser et à mesurer par ailleurs le volume du trou. Si les mesures de masse ne posent évidemment pas de problème, la détermination du volume du trou, dont les formes ne sont pas simples et dont les parois présentent souvent des alvéoles, exige l'utilisation de densitomètres.

Le densitomètre à sable, ou bouteille à sable, emploie un sable bien sec, dont la densité est bien fixe est que l'on coule dans le trou. Par pesée avant et après de la bouteille de sable, on obtient le poids de sable coulé dans le trou, et donc, le volume de ce sable, c'est- à- dire du trou. La méthode est l'une des plus précises qui soit, mais elle est longue et on ne peut pas faire qu'un nombre très réduit de mesures. On connait donc très bien la densité sèche aux emplacements où on l'a effectivement mesurée, mais on a aucune idée imparfaite de la densité sèche moyenne du massif compacté et de la dispersion de cette grandeur dans celui-ci.

Le densitomètre à membrane, qui a été très employé en France entre 1950 et 1965 remplace le sable par l'eau.

Moins précise que celle de la bouteille à sable, la méthode de densitomètre à membrane a l'avantage sur la précédente, d'être moins longue, mais elle est encore lente. (G. ARQUIE et G. MOREL, 1988)

IX.1.1 Gamma densitomètres à pointe à profondeur fixe :

Ils reposent sur le principe suivant :

- On introduit dans le sol, à une profondeur fixée par construction à une valeur unique et constante, une source radioactive qui émet un rayonnement dans toutes les directions,
- A la surface du sol sont placés deux compteurs Geiger qui recueillent le rayonnement émis, ou plus exactement, la partie de rayonnement qui laissent passer la géométrie de l'appareil et le matériau traversé. En effet, un écran de plomb est placé entre la source et chacun des compteurs ; chacun de ces écrans est percé d'unefenêtre soigneusement calibrée, qui ne laisse donc passer qu'un pinceau étroit de rayon gamma. Le pinceau traverse le matériau dont on cherche à mesurer la densité et le rayonnement recueilli par le capteur est d'autant plus affaibli par le parcours que la densité humide du matériau est plus élevée.

Le volume concerné est constituée de deux prismes dont le sommet commun est la source et dont chacune des bases est la fenêtre découpée dans l'écran de plomb placé devant le compteur Geiger.

Il est conseillé d'augmenter le volume utile en faisant deux mesures dans le même trou, l'appareil ayant pivoté de 90°entre les deux mesures. On augmente ainsi la précision de l'appareil. Pratiquée dans ces conditions, la mesure demande environ dix minutes.

Si on désire employer l'appareil encours de compactage pour suivre celle-ci il est possible, moyennant en repérage simple, de revenir effectuer la mesure au même emplacement et de suivre ainsi l'évolution de la densité en un point donné.

Il semble même possible, en extrayant en fin de compactage le matériau à l'emplacement de la mesure et en lui faisant subir un compactage à l'énergie Proctor modifié, d'obtenir non seulement une évolution des poids spécifiques secs, mais aussi des taux decompactage (exprimés en rapport de ce poids spécifiques sec au poids spécifique sec Proctor modifié).

Rapport-Gratuit.com

Ces appareils sont les plus commodes, les plus rapides et les plus sûrs.
Leur rapidité d'emploi permet, en particulier, de multiplier les mesures et, par conséquent, d'accroître la fiabilité des décisions que l'on appuie sur elles.

La profondeur auscultée (l'épaisseur de la couche concernée par la mesure peut varier avec l'appareil utilisé ; les profondeurs courantes sont : 10 cm, 18 cm, 30 cm, et 50 cm). (G. ARQUIE et G. MOREL, 1988)

IX.1.2 Gamma densitomètres à pointe à profondeur variable

Il permet aussi de déterminer la densité moyenne, mais sur une épaisseur choisie en fonction de l'épaisseur de la couche à contrôler. C'est un appareil analogue à ceux décrits précédemment, mais dont la pointe peut être placée à différentes profondeurs fixées par construction. A chaque position de la pointe correspond une position des compteurs et des fenêtres.
Avec un gamma densitomètre à profondeur variable, on détermine donc la densité humide sur des couches d'épaisseur discrète. On peut en déduire la densité γ_{d1}-γ_{2d}'une tranche dont l'épaisseur est la différence entre les deux positions successives de la source ayant permis les déterminations des densités γd_1 et γd_2 correspondant respectivement aux profondeurs h_1 et h_2.

$$\gamma dh1 \,.\; h2 = \frac{h1\gamma d1 - h2\gamma d2}{h1 - h2}$$

La précision d'un tel calcul, notamment à cause des erreurs systématiques des résultats relatifs à chaque profondeur et du volume de mesure réduit correspondant à la tranche concernée n'autorise pas la détermination de la variation de densité en fonction de la profondeur.

IX.1.3 Double sonde gamma

Il s'agit d'un appareil irremplaçable dans la recherche sur le compactage des assises de chaussées et des terrassements. Dans le cas du compactage, des assises de chaussées en matériau traité au liant hydraulique ou hydrocarboné, il s'agit de déterminer avec la meilleure précision possible, la valeur absolue de la densité à la partie inférieure de la couche. La qualité de la couche est en effet étroitement liée à cette densité.

Dans le cas des terrassements, il s'agit plutôt de déterminer le gradient négatif $\frac{\gamma d}{dz}$ de façon à préciser la profondeur d'action du compacteur étudié.

Le principe de mesure, comme pour les appareils à pointe, utilise l'absorption du gamma émis par une source radioactive (césium 137) en direction d'un compteur Geiger Muller, placé à une distance d'environ 40 cm de cette source.

La densité sèche est calculée en prenant compte de taux de comptage relevé par les compteurs Geiger Muller, les paramètres d'étalonnage, la distance réelle source-capteur, la teneur en eau, la nature chimique du matériau.

Le volume concerné par la mesure est grossièrement un cylindre droit d'axe horizontal et de 8 cm de rayon.

Il existe d'autres modèles de double sonde .certains se présentent sous la forme d'un bras coulissant sur un axe vertical et portant l'ensemble source-capteur qui est enfoncé manuellement à la cote désirée après avoir réglé une butée à la position correspondante. ce matériel est utilisé pour réaliser quelques mesures au sein de la couche compactée et, notamment, en fond de couche d'où son nom de double sonde fond de couche.

IX.1.4 Gamma densitomètres fixes à rétro- diffusion

Ces appareils sont basés sur le principe suivant : on place une source radioactive de la couche dont on veut déterminer la densité humide (en pratique à une petite distance de la surface). Les rayons gamma émis par la source sont diffusés par le sol et captés en général par un photomultiplicateur. Plus la densité du sol est élevée, moins le rayonnement capté est intense. On place, entre la source et le photomultiplicateur, un écran de plomb pour éviter la transmission directe de rayon gamma.

On doit choisir le niveau de discrimination de façon à diminuer l'influence de la nature chimique du matériau étudié et la géométrie de l'appareil de façon à améliorer le volume utile ; celui-ci reste cependant faible et proche de la surface.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

IX.1.5 Gamma densitomètres mobiles

On a construit sur le même principe des appareils mobiles circulant à la surface de la chaussée. En effet, les appareils précédents ne pratiquent que des mesures ponctuelles. Or, il est évidemment fort intéressant d'enregistrer les mesures en procurant des profils de poids spécifique sec. Le seul intérêt de multiplier ainsi les mesures suffirait à inciter une telle solution.

La difficulté a consisté à éliminer entre la source et le capteur, la lame d'air qui aurait permis une transmission directe du rayonnement. On a pour cela, placé un écran de plomb mobile lié à la cote de la chaussée et très proche de celle-ci.

Comme un exemple de ces instruments : « petit sabot mobile» sa profondeur d'investigation reste faible, bien qu'un peu plus élevée que pour le précédent :70% de la mesure sont influencés par ce qui est compris entre 0 et 6cm, ce qui signifie que ce qui est au-dessous de 6 cm a encore un poids de 0.3 dans la mesure contre 0.16 dans l'appareil précédent.

X. INFLUENCE DE COMPACTAGE ET EVALUATION DES TASSEMENTS

X.1 Analyse du phénomène et méthodes classique d'évaluation

Le tassement d'un remblai sur sol compressible est un phénomène complexe qui résulte de la superposition de plusieurs tassements partiels :

$$W = w_i + \mu\, w_0 + w_s + w_f\ .$$

Wi = tassement instantané à volume constant.

w_0 = tassement de consolidation primaire à déformation latérale nulle

μ = facteur correctif de Skempton.

Ws = tassement de consolidation secondaire à pression interstitielle nulle

W_f = tassement résultant du fluage latéral.

Ces tassement partiels ne peuvent, en toute rigueur être déterminés qu'à partir d'essais de laboratoire.

X.1.1 Tassement instantané

C'est un tassement élastique donné par la relation suivante :

$$Wi = \frac{D\,\Delta p}{E} I$$

Où :

Δp :la surcharge due au remblai = γ_r H

I : Coefficient de distribution des contraintes en profondeur et qui ne dépend que de la géométrie du système

E : Est le module de déformation obtenu dans l'essai triaxial non drainé sur la première partie (quasi- linéaire) de la courbe effort déformation :

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta h} h_0$$

h_0 : Hauteur initiale de l'échantillon.

Δh : Variation de hauteur pour une variation $\Delta\sigma$ du déviateur.

X.1.1 Tassement de consolidation primaire W_0

C'est le tassement classique de la théorie de TERZAGUI qui s'effectue sans déformation latérale et se poursuit théoriquement jusqu'à la dissipation quasi-totale des pressions interstitielles. On le calcul par la relation :

$$W_0 = D\frac{Cc}{1+e0} \log \frac{p'0 + \Delta p}{\sigma'c}.$$

Dans laquelle :

p'_0 désigne la contrainte verticale effective au milieu de la couche compressible

Et où :

Cc , e_0 et σ'_c sont respectivement le coefficient de compressibilité, l'indice des vides initial et la pression de consolidation mesurée dans l'essai oedométrique classique, qui permet en outre, rappelons-le, d'étudier l'évolution du tassement en fonction du temps.

On applique, en général, sur la valeur de W_0, calculée par la formule précédente un terme correctif μ dû à Skempton et Bjerrum et qui prend en compte les déformations latérales et

l'évolution des pressions interstitielles en fonction des variations de contrainte. Le tassement de consolidation primaire est donc finalement égal à μW_0. Il représente la plus grande partie du tassement total et cela d'autant plus que la largeur du remblai est grande par rapport à l'épaisseur de la couche compressible.

X.1.2 Tassement de consolidation secondaire Ws

Lorsque les pressions interstitielles sont pratiquement dissipées, le tassement se poursuit néanmoins, mais il correspond alors à un fluage du squelette et Buisman a constaté qu'il évoluait linéairement en fonction du logarithme de temps. (C. MAURICE ,1978)
Ce tassement de consolidation appelé « secondaire » se calcule à partir de la formule de Koppejan :

$$Ws = 2{,}3D\left[\frac{1}{CP} + \frac{1}{Cs}\log t\right] log\,\frac{p'0 + \Delta p}{\sigma' c}$$

Les coefficients $\frac{1}{CP}$et $\frac{1}{Cs}$ qui sont indépendants de l'épaisseur de la couche compressible sont déterminés par des essais oedométriques spéciaux au cours desquels on maintient les charges pendant 10 jours.

X.1.3 Tassement résultant de fluage latéral W_f

Sous la charge du remblai, des mouvements latéraux se produisent dans la couche compressible et continuent à évoluer dans le temps. Ces mouvements engendrent des tassements verticaux supplémentaires que l'on ne sait pas encore évaluer à l'heure actuelle.

X.2 Evaluation approchée par essais in situ

Il faut bien se persuader que, dans le calcul du tassement d'un remblai, les essais in situ ne représente qu'une approche du problème et devront toujours être complétés par les méthodes de laboratoire, mais cette approche reste très intéressante dans certains cas, et mérite d'être approfondie.

X.2.1 Essais de pénétration statique

Le pénétromètre statique permet d'évaluer un ordre de grandeur du coefficient de consolidation C_c. On peut alors utiliser la formule de W_0 pour calculer le tassement de

consolidation primaire en supposant que la Couche compressible est notamment consolidée.

Par contre, on ne pourra pas évaluer le tassement instantané ni le tassement de consolidation secondaire.

Mais, nous devons faire ici les mêmes remarques que pour les tassements des fondations : le pénétromètre n'est pas adapté à un calcul fiable de tassement. Tout ce que l'on peut attendre de lui, dans ce domaine, est d'apprécier l'importance des problèmes afin de prévoir les investigations complémentaires qui pourrait s'avérer nécessaires.

X.2.2 Essai pressiométrique

Pour les remblais, comme pour les fondations, l'essai pressiométrique reste l'essai in situ qui convient le mieux à l'étude des tassements.

Sur le plan de la théorie, il y a toutefois une très grande divergence entre le champ de contraintes sous le remblai et celui qui se manifeste autour du pressiomètre et le module pressiomètre qui résulte d'un champ dévia torique paraît à première vue assez mal adapté à un phénomène de consolidation. On peut passez du module dévia torique au module sphérique par l'introduction du coefficient de structure.

On estimera donc le tassement du remblai en l'assimilant à un radier général et en appliquant les formules de W_i et W_0avec leur domaine d'utilisation :

- L'épaisseur de la couche compressible est inférieure à deux fois la largeur moyenne du remblai :

$$W= \alpha \Delta p \int_0^D \frac{I\sigma(z)}{E(z)} dz$$

- L'épaisseur de la couche compressible est inférieure la moitié de la largeur du remblai :

$$W= \alpha \frac{\Delta p\ D}{Em}.$$

Où :

Em est la moyenne harmonique des modules pressiométriques mesurés dans la couche compressible.

Lorsque l'épaisseur de la couche compressible est grande par rapport à la largeur du remblai (> 3 fois) on assimile le remblai à une semelle continue.

Sans que l'on puisse être trop affirmatif, il semble que ces tassements englobent le tassement instantané et la quasi- totalité du tassement de consolidation primaire. Malheureusement, ces méthodes ne permettent pas à l'heure actuelle d'étudier l'évolution des tassements en fonction du temps.

XI.CONCLUSION

Cette partie du travail a été exclusivement consacrée aux critères fondamentaux liés au compactage des remblais. Elle a englobé toutes les recommandations, exigences et normes relatives à la réalisation du compactage.

Ainsi, le contrôle du compactage vise la comparaison des résultats obtenus, sur terrain, par rapport à un référentiel du projet initial. Les moyens de contrôle sont diversifiés et leur choix demeure une préoccupation majeure en fonction des délais alloués, de l'aspect financier et de la fiabilité de la mesure.

Afin de mettre en évidence l'influence du compactage sur le comportement mécanique des remblais, notamment en ce qui concerne les déformations verticales, dans le chapitre qui suit, nous avons procédé à la modélisation d'un cas de remblais réel (Barrage de SIKKAK, wilaya de Tlemcen) par le code de calcul ANSYS avec étude de l'influence des caractéristiques des sols utilisés sur la déformation verticale.

I. INTRODUCTION

Les aspects abordés au niveau des précédents chapitres ont mis en évidence l'importance du compactage sur le comportement des massifs de remblais réalisés. Il a été également abordé l'ensemble des critères liés au contrôle du compactage, les exigences à respecter en fonction des caractéristiques des matériaux à mettre en place.

Un compactage non réussit, soit sur le plan d'une défaillance liée à la qualité des matériaux, soit en terme de moyens non appropriés ou encore de contrôle insuffisant induira des conséquences sur le comportement mécanique du remblai, notamment sa déformation. C'est dans cette optique que cette partie du travail a concerné l'analyse des déformations sur un cas réel (barrage de SIKKAK, wilaya de Tlemcen) en fonction des deux paramètres essentiels : le module de déformation et la densité des remblais atteinte après compactage. L'analyse est menée avec une modélisation par le code de calcul ANSYS.

II. PRESENTATION DU BARRAGE

Le barrage de Aïn Youcef est situé sur l'oued de SIKKAK; à la hauteur de « Gaadet Boukaden »; à environ de 1 km du village d'AÏN Youcef et à 20km au nord de la ville Tlemcen. Le site de barrage est accessible à partir des chemins de wilaya CW38 ET CW 71 (FigIII.1). Le bassin versant de l'Oued SIKKAK; à la hauteur du barrage; occupe une superficie de 326km^2.Sa partie supérieure; d'une superficie de 85 km^2; est exploitée par le barrage de Meffrouche; le bassin net en correspondance du site du barrage d'Aïn Youcef est de 241 km^2 (Rouissat.N, 2007).

Le barrage de SIKKAK est destiné à satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation de la plaine de Henneya et la vallée de l'Oued SIKKAK. Le volume que régularise annuellement le barrage est de 22Hm^3.

Lors de l'exploitation du barrage; et en fonction des besoins croissants du groupement urbain de Tlemcen en alimentation en eau potable; un transfert a été réalisé pour un volume annuel de 7 million de m^3.

La digue du barrage de SIKKAK possède une hauteur maximale de 53 m au-dessus de sa fondation. C'est un ouvrage en terre zonée, constituée d'un noyau en argile. Ce dernier est protégé contre l'érosion interne à l'aide d'une couche de filtre et d'une couche de matériau de transition. Il est en encadré par des recharges en amont et en aval qui sont réalisées en alluvions et grés.

Fig.III.1 : Vue par satellite de la situation du barrage SIKKAK (Google Map)

III. GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE

Le site de barrage et la cuvette se trouve dans le bassin sédimentaire de la moyenne de Tafna. Ce bassin est constitué de dépôt de miocène inférieure et du domaine atlastique. Sa partie supérieure se termine par une couche d'alluvions plio-quaternaires; cachée par des encroûtements carbonatés plus récents.

Le bassin de la moyenne Tafna; en ce qui concerne le plateau de Hennaya; est colmaté par des terrains gréo-pélitique de faciès littoral et de mer peu profonde. Il a ressenti des phases terminales de la cétogenèse compressive atlastique attestée par une structure à plis amples.

Les sols de la surface constituée d'alluvions et de colluvion argileuse confèrent à la cuvette du barrage une bonne capacité de rétention d'eau. Les affleurements de grés dans le voisinage immédiat des ouvrages peuvent constituer des chemins préférentiels de percolation.

III.1 Stratigraphie

Le site du barrage se caractérise par la présence de quatre unités ou faciès de roches sédimentaires. Les excavations réalisées aux emplacements de l'évacuateur de crues et de galerie de dérivation, ainsi que les forages exécutés lors des travaux de reconnaisse, des plots d'essai pour les injections et du rideau d'injections ont permis de préciser certains aspects de cette stratigraphie. Les formations rencontrées sont les suivantes :

- **Série pélito- gréseuse supérieur :** elle a une épaisseur qui varie de 0 à 25 m. elle consiste en une intercalation de mines couches de pélites gréseuses et de pélites marneuses et de grés à grain fin. Cette formation est altérée sur les 7 premiers mètres et se présente sous l'aspect d'un sol argileux consolidé. Cette unité affleure sur la rive gauche avec une épaisseur négligeable au pied de la rive et atteint de 25 à 30 m d'épaisseur dans sa partie haut.
- **Le grés :** le grés est la roche la plus résistant rencontrée sur le site. Il se présente sous la forme de bancs dont l'épaisseur moyenne est de 28 à 30 m environ. C'est du grés à grain moyen à fin ciment carbonaté. Il constitue des couches dont l'épaisseur varie de 0.8 m à 2.0 m. il est de couleur jaunâtre, le système de fissuration est vertical avec une fréquence de 2 à 3 fissures par mètre. Les plants de stratification sont remplis de matériau argileux qui consiste des plans de faiblesse. Le RQD enregistré varie de 45 à 55 % et il peut atteindre 80% dans certain couches. Les bancs de grés constituent la totalité de la rive droite à l'endroit de la fondation du barrage et de l'évacuateur de crus. En rive gauche, ils se retrouvant en dessous de l'unité pélitico-gréseuse d'alluvion supérieur. Au niveau du lit de l'oued, le grés est recouvert d'une mince couche d'alluvions hétérogènes dont l'épaisseur varie de 3 à7 ms la zone de fondation de barrage. Il est à noter que des couches de pélites de quelques centimètres à 0.4m d'épaisseur sont intercalées entre les bancs de grés. L'intervalle moyen entre les couches de pélites est de l'ordre de 2.5 m.
- **La pélite bleu :** il s'agit d'une couche d'épaisseur variant entre 6 et 7 m constituée de pélite et de pélite marneuse d'une couleur bleu sombre. La roche très peu fracturée avec une RQD variant de 80% à 100%. Cette roche est par centre fissile quand elle perd son humidité. Cette couche de pélite bleu représente la couche clé dans la série stratigraphique (Burdigalien du bassin de la Tafna).

Elle confirme qu'il n'y a pas de phénomène tectonique d'importance dans le site du barrage car elle est recentrée dans tous les forages qui ont une profondeur suffisent avec une continuité très claire. Par ailleurs, cette couche a une perméabilité de l'ordre de 10^{-7} cm/s. Elle représente de ce fait une barrière imperméable où viendra s'arrêter le rideau d'injection.

- **Série pélito-gréseure inferieure :** cette formation se retrouve en dessous de la couche de pélite bleue. Il s'agit d'une succession de couche de pélites varie de quelques centimètres à 0.4 m alors que celles du grés varient de l'oued. On considère qu'elle peut s'étendre jusqu'à 100 m de profondeur si on se fie à la corrélation stratigraphique régionale.

Rapport-Gratuit.com

III.1.1 Structure géologique :

Au site du barrage ainsi que dans les zones voisines, les structures suivantes ont été identifiées :

- **Structure principale:** C'est un monoclinal avec une pente très étendue qui varie entre 8 à 12 degrés vers la direction sud- ouest (pente vers l'amont).
- **Structure secondaire :** Elles sont représentées par le système de joints et par le réseau de failles mineures.
- **Système de joints :** Il existe un système de joints principaux avec un pendage sub-vertical et un espacement de quelques cm à environ 1 m, ce système de joints est biens développé dans les couches de grés mais ne traverse pas en générale les couches de pélités intercalaire.
- **Failles mineures :** un système de failles mineures de types normal avec un rejet de moins de 1 m sont observable dans la séquence stratigraphique de la roche. Il n'a été identifié que deux failles de ce type sur le site : une dans l'excavation de la galerie et l'autre dans le labyrinthe de l'évacuateur de crues (Tecsult, 2005).

Dans le but de mettre en évidence l'influence de compactage sur les déformations des digues de barrage, une modélisation par le code de calcul ANSIS a été élaborée en s'appuyant sur le profil type barrage SIKKAK. Cette étude est menée en fonction de la variation des caractéristiques des matériaux constituant le corps du barrage et des conditions de leur mise en place.

IV. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL SERVANT A L'ETUDE DESDEFORMATIONS DU BARRAGE

IV.1 Fonction du code de calcul

Le nom ANSYS est le synonyme de la simulation par élément finis de haut niveau, c'est l'un des principaux programmes d'éléments finis commerciaux dans le monde et peut être appliqué à un grand nombre de domaines de technologie. Les solutions d'éléments finis sont disponible pour plusieurs disciplines de la technologie comme la statique, la dynamique, l'écoulement de la chaleur, flux de fluide, l'électromagnétiques et les problèmes de couplement de champ.

L'utilisateur d'ANSYS peut courir des simulations pour des problèmes linéaires et non-linéaires tel que la non-linéarité structural peut se produire en raison du comportent matériel non linéaire des grandes déformations ou l'état de contact des frontières.

Une classification générale des problèmes dynamique qui peuvent être résolus avec ANSYS sont donnés en considérant non seulement l'implicite mais également les possibilités explicites de la solution.

Un diapositif utile d'ANSYS qui est non seulement disponible pour des problèmes dans la dynamique structurale, c'est ANSYS Parametric Design Language (APDL) qui permet à l'utilisateur de paramètre complément le modèle. (Ait Ahmed Fatiha, 2011)

Le logiciel ANSYS permet aux ingénieurs d'accomplir plusieurs tâche tel que :

- Etablir les modèles numériques ou transférer les modèles de DAO des structures, des produits, des composants, ou des systèmes,
- Appliquer les charges dynamique ou autre états de condition de conception,
- Etudier les réponses physiques, telles que les niveaux de contraintes, déformations, et les distributions de la température, …..etc,
- Optimiser une conception dans le procédé de développement pour réduire des coûts de production,
- Faire le prototype examinant dans les environnements où il autrement serait indésirable ou impossible (par exemple, applications biomédicales),
- Etudier les problèmes d'interaction fluide-structure.

Le logiciel ANSYS a été utilisé pour résoudre divers problèmes de génie civil, tel que :

- Problèmes géotechniques,
- Dynamique des structures,
- Comportements des différents matériaux.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

IV.2 Consistance du code de calcul

IV.2.1 Interface graphique du logiciel

En générale l'interface graphique d'ANSYS contient dix principales commandes (Fig. III.2) :

IV.2.1.1 Icontoolbar Menu:contient les graphiques qui exécutent des commandes fréquemment utilisées par ANSYS.

IV.2.1.2 Utility Menu: contient les fonctions de service qui sont disponibles dans toute la session, d'ANSYS.

IV.2.1.3 Input Line: sert a exécuté des commandes plus complexes ; ou même des programmes APDL.

IV.2.1.4 Raise/Hidden Icon;

IV.2.1.5 Abberviation toolbar Menu;

IV.2.1.6 Main Menu : contient les principales fonctions d'ANSYS organisées comme suit (preprocessor, solution, générale postprocesseor, design optimzer, …ect).

IV.2.1.7 Graphics Area

IV.2.1.8 User Prompt Info

IV.2.1.9 Current Setting

IV.2.1.10 Output Windows :reçoit tout le texte externe du programme : les réponses des commandes, notes, erreurs, et d'autres messages.

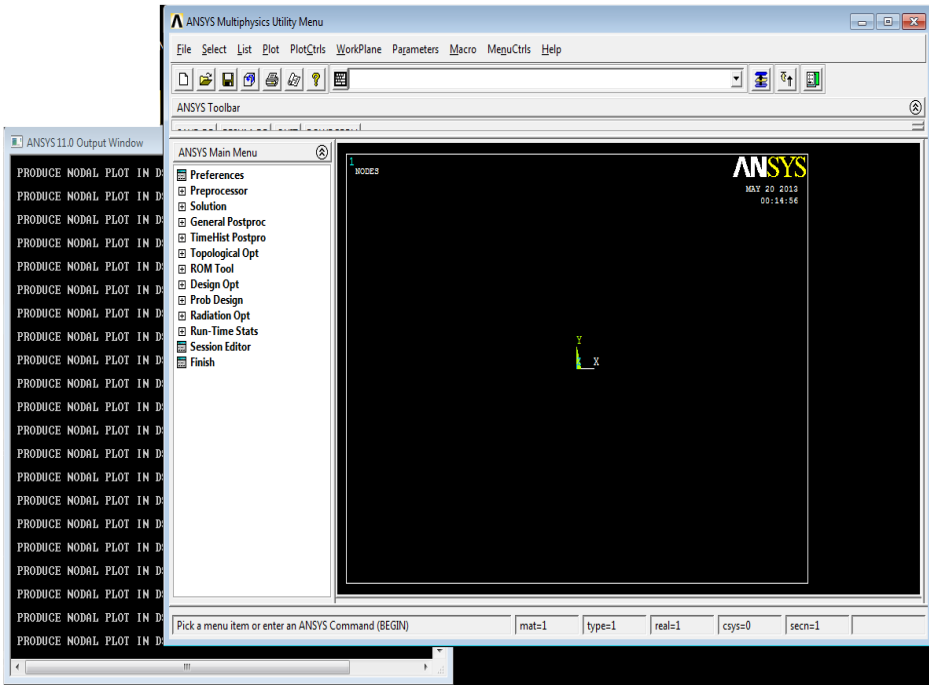


Fig III.2 : Interface graphique du code de calcul ANSYS

ANSYS possède une riche bibliothèque des éléments de maillage tel qu'il a deux cent cinquante-deux éléments, pour différents type de problèmes (thermique, dynamique, statique, linéaires, non linéaire, en deux ou en trois dimensions).

Le choix du type d'élément c'est l'étape la plus importante, car on détermine les caractéristiques des éléments tel que :

- Le degré de liberté (D.O.F), par exemple pour l'élément structural à plus de six degré de liberté : U_X,U_y, U_z, ROTx. ROTy, ROT z,
- La forme d'élément : 2D solide, 3D solide.

IV.3 Définition des éléments

La figure III.3 illustre les actions à mener au niveau du logiciel pour la définition des éléments.

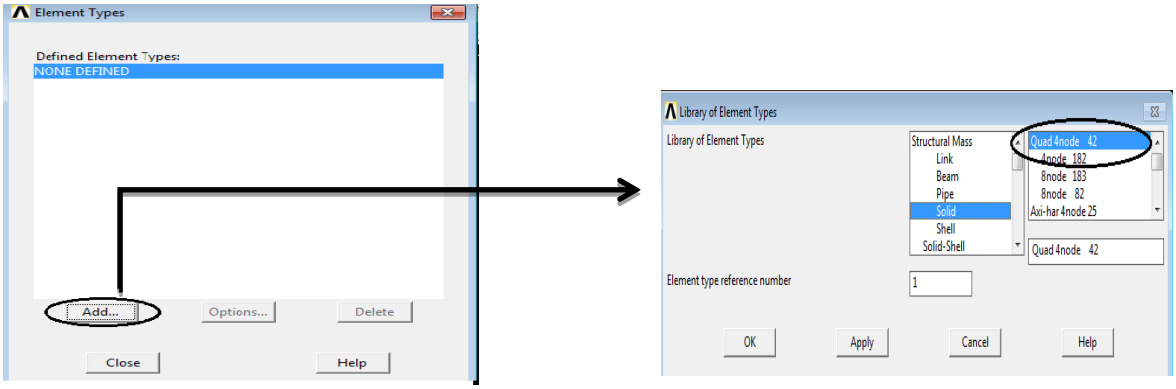


Fig. III.3 : Actions pour la définition des éléments - Code de calcul ANSYS.

IV.4 Les méthodes de maillage

Il existe deux principales méthodes de maillage : libre et tracé.

IV.4.1 Le maillage libre

- Le maillage n'épouse aucune forme,
- Préférable pour les formes de surface et volume complexes.
- Le volume maillé possède un grand nombre de D.O.F (4nœuds).

IV.4.2 Le maillage tracé :

- Forme des éléments est limitée, pour les quadri-latérales (surface) et les hexaèdre (volume).
- Typiquement ont aura un modèle régulier.
- Préférable pour des formes régulières comme les rectangles et les cubes.

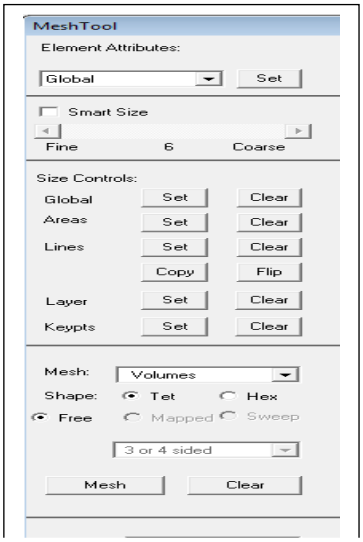


Fig.III.4 : Méthodes de maillage-code de calcul ANSYS

IV.5 Propriétés des éléments :

Chaque analyse a besoin de définir la propriété des matériaux, tel que: module d'élasticité, coefficient de poisson … etc.

Une ou plusieurs propriétés de matériaux peuvent être définie selon le problème.

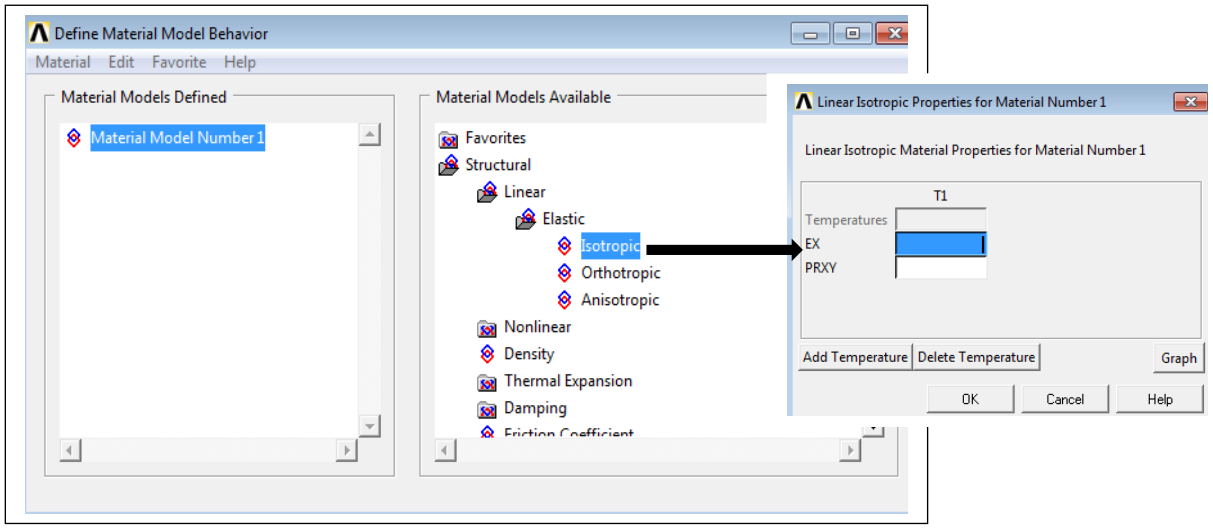


Fig.III.5 : Choix des propriétés des éléments- code de calcul ANSYS.

IV.6 Système d'unité :

ANSYS n'exige pas un système d'unité pour lesanalyses (sauf pour l'analyse magnétique). On peut choisir n'importe quel système d'unité, mais on doit l'employer pour toutes les données entrées durant l'analyse.Il estpréférable d'utiliser le système d'unité international pour éviter tout équivoque.

Tableau III.1: système d'unités- code decalcul ANSYS.

Grandeur	Unité
Temps	s
Longueur	M
Masse	Kg
Force	N
Température	°K
Energie	J
Densité	Kg/m3
Conductivité	J/(S.m.K)
Chaleur spécifique	J/(kg.K)
Flux	J/(S.m^2)
Contrainte	N/m^2
convection	J/(S.m^2.K)

V. Etude des déformations dans le noyau et les recharges du barrage

L'objectif de cette partie étant l'analyse de l'influence de la variation du paramètre mécanique « module de Young » et du poids volumique sur la déformation du barrage. L'exemple de référence concerne le barrage en terre de « SIKKAK ». Plusieurs cas de modélisation ont été considérés pour ces fins.

V.1 Influence du module de déformation

Afin d'analyser l'influence du module de déformations sur les déformations verticales, il a été procéder à la variation de ce paramètre pour le matériau du noyau ainsi que celui des recharges. Cette variation est consignée sur le tableau III.2.

Tableau III.2 : Cas de modélisation- influence du module de déformation

Cas	Noyau	Recharges
Cas 1	E (MPa)= 10	E (MPa)= 15
Cas 2	E (MPa)= 15	E (MPa)= 20
Cas 3	E (MPa)= 20	E (MPa)= 25
Cas 4	E (MPa)= 25	E (MPa)= 30
Cas 5	E (MPa)= 30	E (MPa)= 35

V.2 Influence du poids volumique

De la même manière, il a été considéré la variation du poids volumique pour les matériaux de la digue qui est mentionnée sur le tableau III.3.

Tableau III.3 : Cas de modélisation- influence du poids volumique

Cas	Noyau	Recharges
Cas 1	γ_d (KN/m^3)= 20.10	γ_d (KN/m^3)= 18.30
Cas 2	γ_d (KN/m^3)= 19.00	γ_d (KN/m^3)= 17.00
Cas 3	γ_d (KN/m^3)= 17.00	γ_d (KN/m^3)= 16.00

Le profil type utilisé au niveau de la modélisation est consigné sur la figure III.6

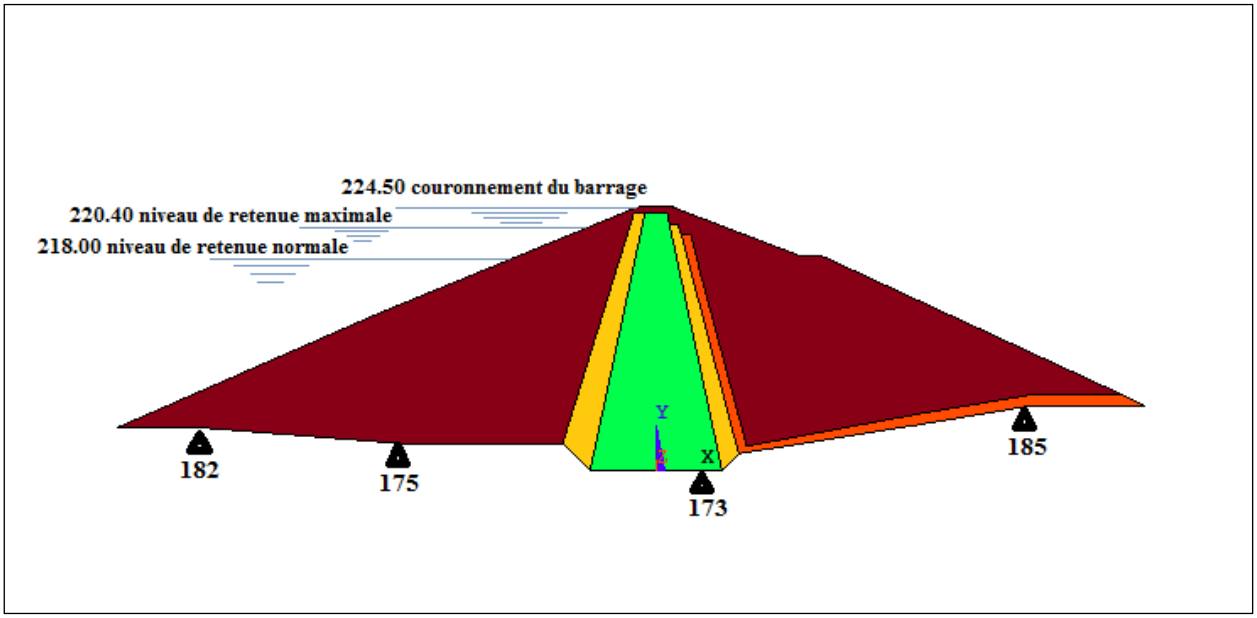


Figure III.6 : Profil type du barrage SIKKAK servant à la modélisation.

L'étude est menée en considérant les paramètres mécaniques concernant le corps du barrage SIKKAK qui sont récapitulés dans les tableauxIII.4 et III.5 :

Tableau III.4 : Propriétés mécaniques des matériaux du barrage SIKKAK- Influence du module de déformation

Matériau	γ_d [KN/m^3]	Coefficient de poisson ν	Module d'élasticité [MPa]
Noyau argile	17.00	0.3	Variable
Filtre sable	18.00	0.3	40
Transition	19.00	0.3	100
Recharge	17.50	0.3	Variable

Tableau III.5 : Propriétés mécaniques des matériaux du barrage SIKKAK- Influence du poids volumique

Matériau	γ_d [KN/m^3]	Coefficient de poisson ν	Module d'élasticité [MPa]
Noyau argile	variable	0.3	17
Filtre sable	20.10	0.3	18
Transition	20.60	0.3	50
Recharge	variable	0.3	45

VI. RESULTATS DE LA MODELISATION

VI.1 Résultats de la modélisation – influence du module de déformation

VI.1.1 Etude de la déformation du barrage avec E_{Noyau} =10MPa et $E_{recharges}$=15MPa

Au niveau de ce premier cas, l'analyse de la déformation du barrage est menée pour E_{Noyau} =10MPa et $E_{recharges}$=15MPa. La discrétisation du profil servant à la modélisation est représenté sur la figure III.7 :

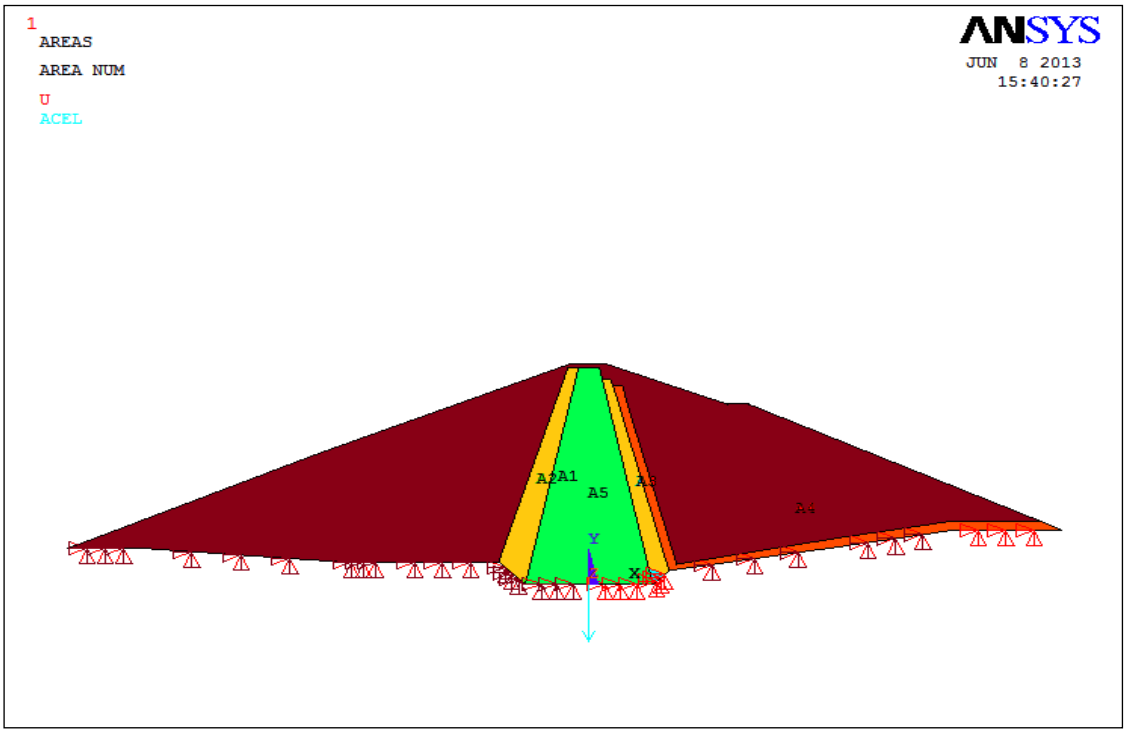


Fig.III.7 : Représentation du modèle géométrique du projet

Les résultats de chaque cas étudié sont représentés sous la forme des variations déplacements (U_y) relatifs, contraintes totales (S_y) et déformations totales élastiques mécaniques. Il est également présenté, pour chaque cas, la déformation globale du barrage.

Pour des raisons liées à l'interprétation des résultats, il a été définit six profils d'analyse :

- Profil A (A_1, A_2, A_3) : situé au niveau denoyau du barrage ;
- Profil B (B_1, B_2, B_3) : situés au niveau de larecharge aval du barrage ;
- ProfilC (C_1, C_2, C_3) : situés au niveau de la recharge aval du barrage ;
- ProfilD (D_1, D_2, D_3): situés au niveau de la recharge aval du barrage.

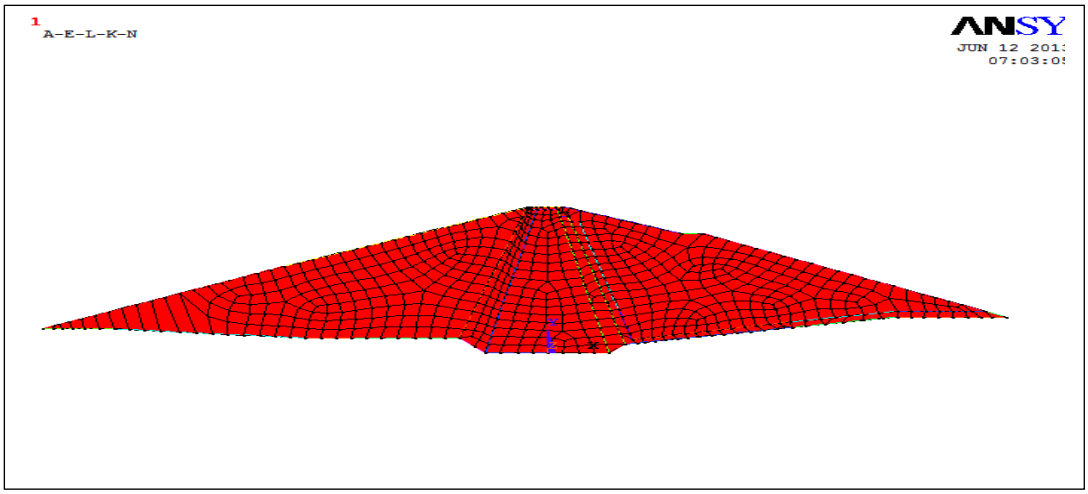


Fig. III.8 : Schéma représentatif du maillage.

Les figures N° III.9 à III.12 montrent respectivement les variations de la déformation globale, des déplacements U_x, des contraintes S_y ainsi que les déformations mécaniques du barrage pour le premier cas de la modélisation.

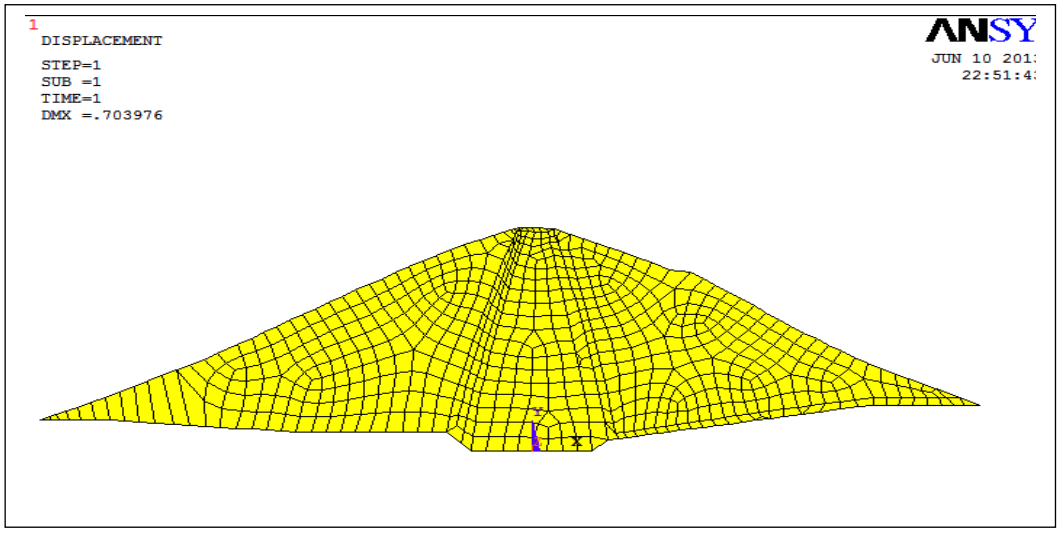


Fig III.9 : Déformation globale du barrage - E_{Noyau} =10MPa et $E_{recharges}$ =15MPa

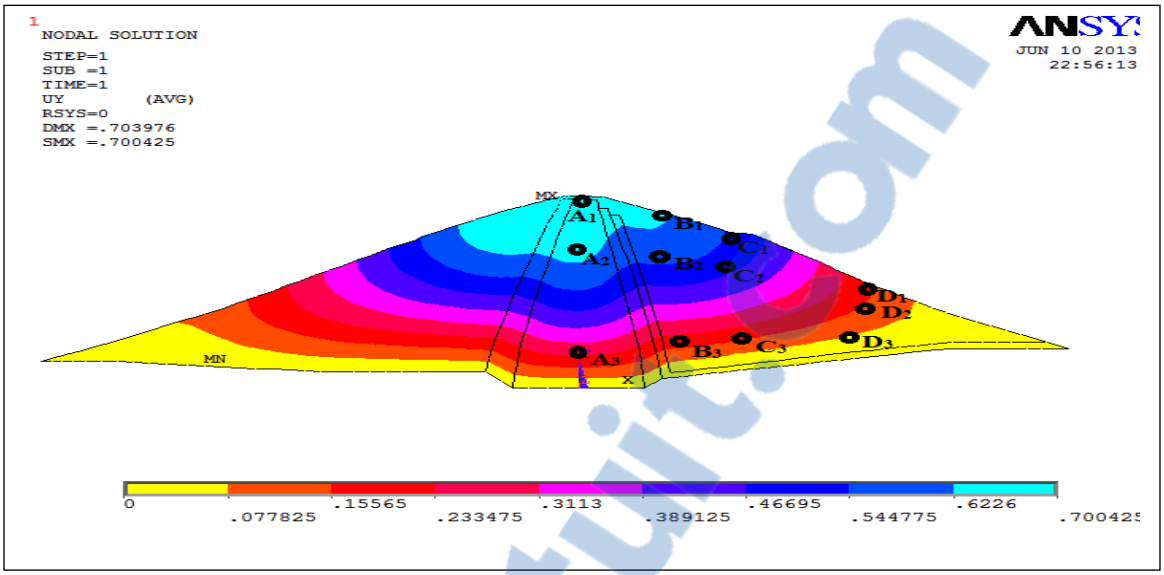


Fig III.10 : Déplacements U_y du barrage - E_{Noyau} =10MPa et $E_{recharges}$=15 MPa

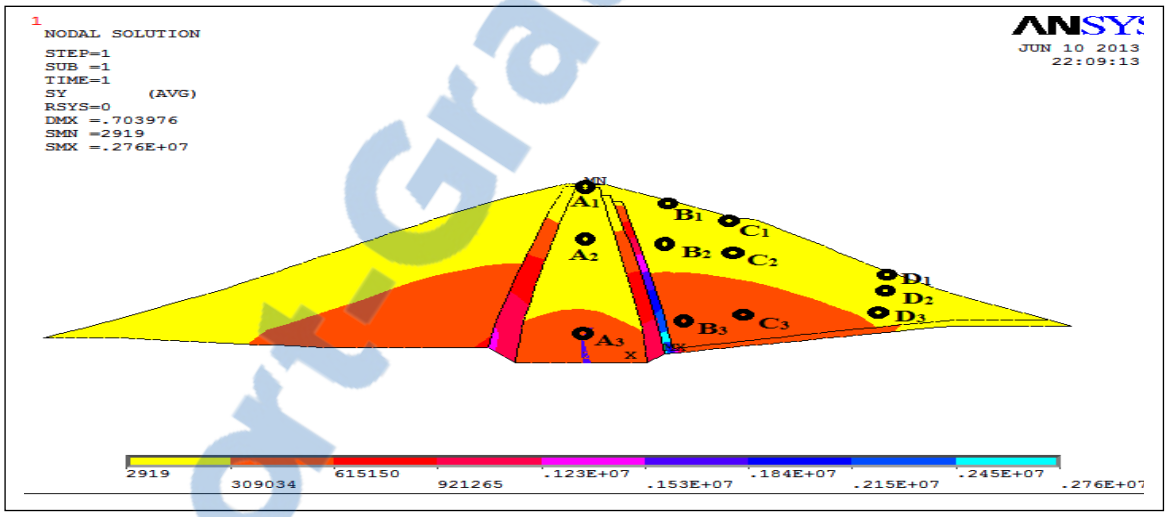


Fig III.11 : Contraintes S_Y - E_{Noyau} =10MPa et $E_{recharges}$ =15 MPa.

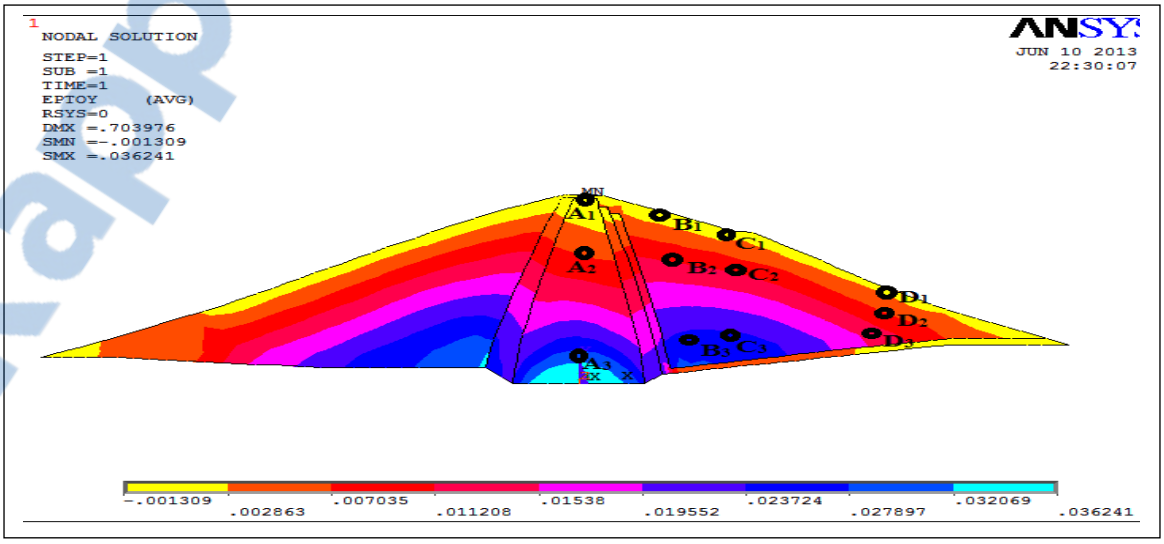


Fig III.12 : Déformations mécaniques (élastiques) totales suivant Y
E_{Noyau} =10MPa et $E_{recharges}$ =15 MPa

Rapport-Gratuit.com

Les résultats analytiques, relatifs au premier cas de modélisation sont récapitulés dans le tableau III.6 :

Tableau III.6 : Synthèse des résultats de la modélisation - E_{Noyau} =10MPa et $E_{recharges}$=15MPa

Matériaux	Module de Young(MPa)	profils	coordonnées		Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement(m)
			X(m)	Y(m)		
noyau	10	A_1	0.18	50.47	0.003	0.7039
		A_2	0.01	34.01	0.111	0.6458
		A_3	-0.84	7.843	0.337	0.2564
Recharges	15	B_1	14.75	45.90	0.022	0.6254
		B_2	15.14	31.77	0.207	0.5523
		B_3	18.18	10.23	0.494	0.1541
		C_1	26.78	41.20	0.039	0.5363
		C_2	26.36	30.41	0.197	0.4898
		C_3	28.29	11.98	0.490	0.1466
		D_1	55.36	29.78	0.037	0.1532
		D_2	54.92	22.38	0.145	0.1321
		D_3	54.03	15.10	0.290	0.0593

VI.1.2 Etude de la déformation du barrage avec E_{Noyau} =15MPa et$E_{recharges}$=20MPa

Dans ce cas, nous allons analyser la déformation du barrage avec E_{Noyau} =15MPa et $E_{recharges}$=20MPa.

Les figures N° III.13à III.16 montrent respectivement les variations de la déformation globale, des déplacements Uy, des contraintes S_y ainsi que les déformations mécaniques du barrage pour le deuxième cas de la modélisation.

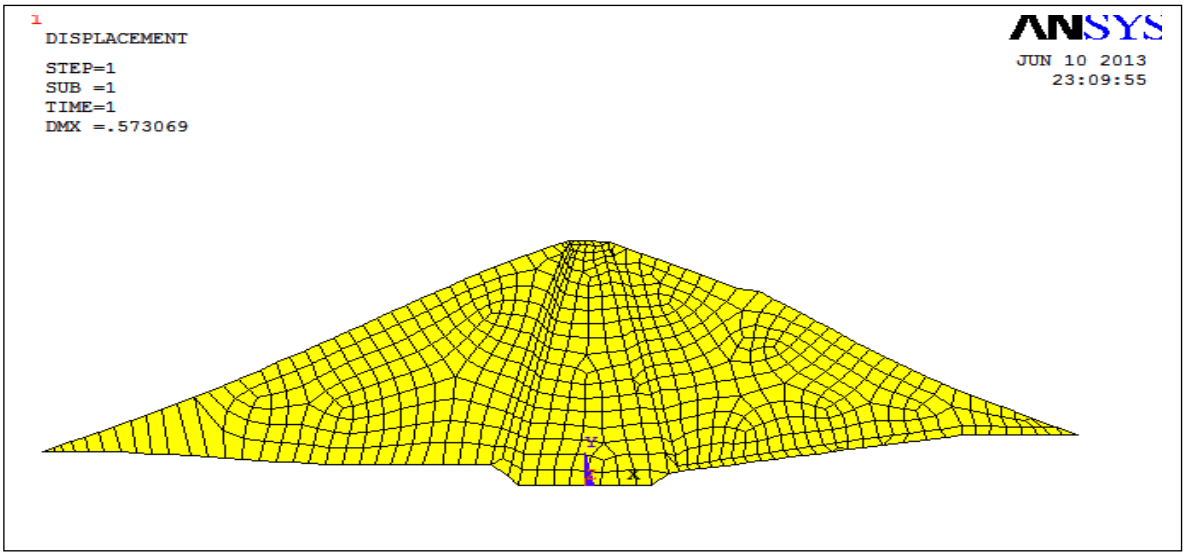


Fig III.13 : Déformation globale du barrage - E_{Noyau} =15MPa et $E_{recharges}$ =20 MPa

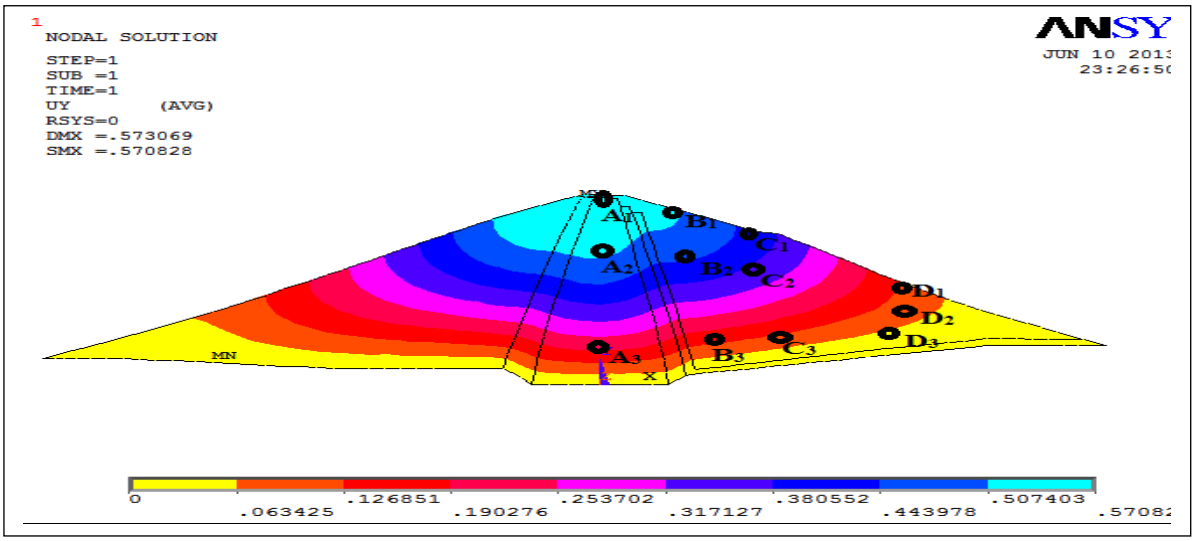


Fig III.14 : Déplacements U_y du barrage - E_{Noyau} =15MPa et $E_{recharges}$=20 MPa

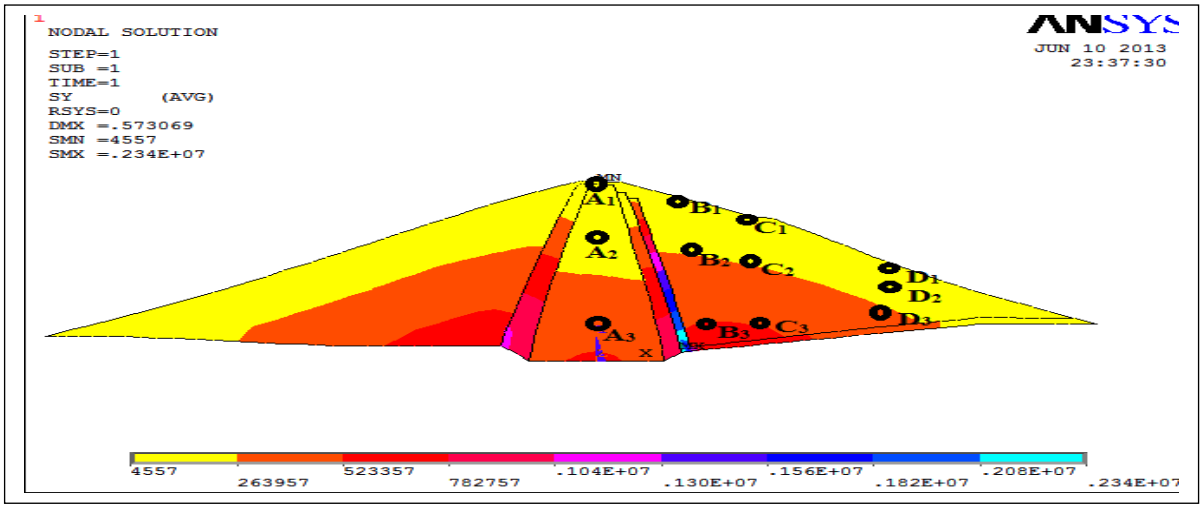


Fig III.15 : Contraintes S_Y - E_{Noyau} =15MPa et $E_{recharges}$ =20 MPa

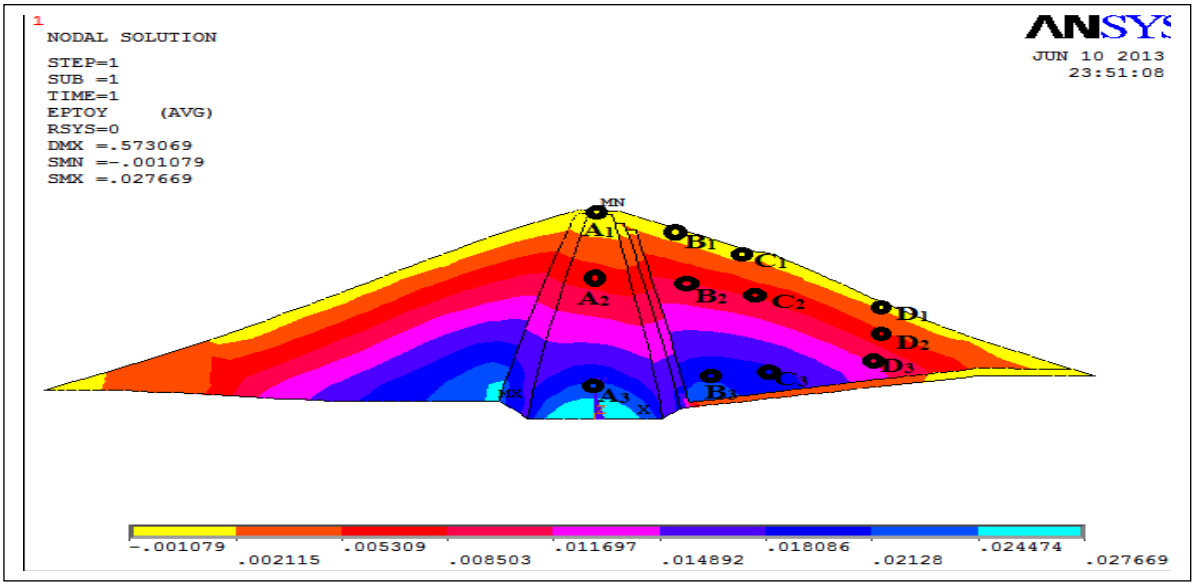


Fig III.16 : Déformations mécaniques (élastiques) totales suivant Y
E_{Noyau} =15MPa et $E_{recharges}$ =20 MPa

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Les résultats de la modélisation relatifs à l'analyse de la déformation pour E_{Noyau} =15MPa et $E_{recharges}$=20MPa sont représentés sur le tableau III.7 :

Tableau III.7 : Synthèse des résultats de la modélisation - E_{Noyau} =15MPa et $E_{recharges}$=20 MPa-

matériaux	Module de Young(MPa)	profils	coordonnées		Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement(m)
			X(m)	Y(m)		
Noyau	15	A_1	0.18	50.47	0.0066	0.5730
		A_2	0.01	34.01	0.1420	0.5240
		A_3	-0.84	7.843	0.4338	0.1926
Recharges	20	B_1	14.75	45.90	0.0253	0.5019
		B_2	15.14	31.77	0.2181	0.4439
		B_3	18.18	10.23	0.5261	0.1251
		C_1	26.78	41.20	0.0398	0.4132
		C_2	26.36	30.41	0.2030	0.3780
		C_3	28.29	11.98	0.5034	0.1139
		D_1	55.369	29.78	0.0370	0.1152
		D_2	54.92	22.38	0.1453	0.0998
		D_3	54.03	15.10	0.2887	0.0046

VI.1.3 Etude de la déformation du barrage avec E_{Noyau} =20MPa et $E_{rechrges}$=25 MPa

Les figures N° (III.17 àIII.20) montrent respectivement les variations de la déformation globale, des déplacements Uy, des contraintes S_y ainsi que les déformations mécaniques du barrage pour le deuxième cas de la modélisation.

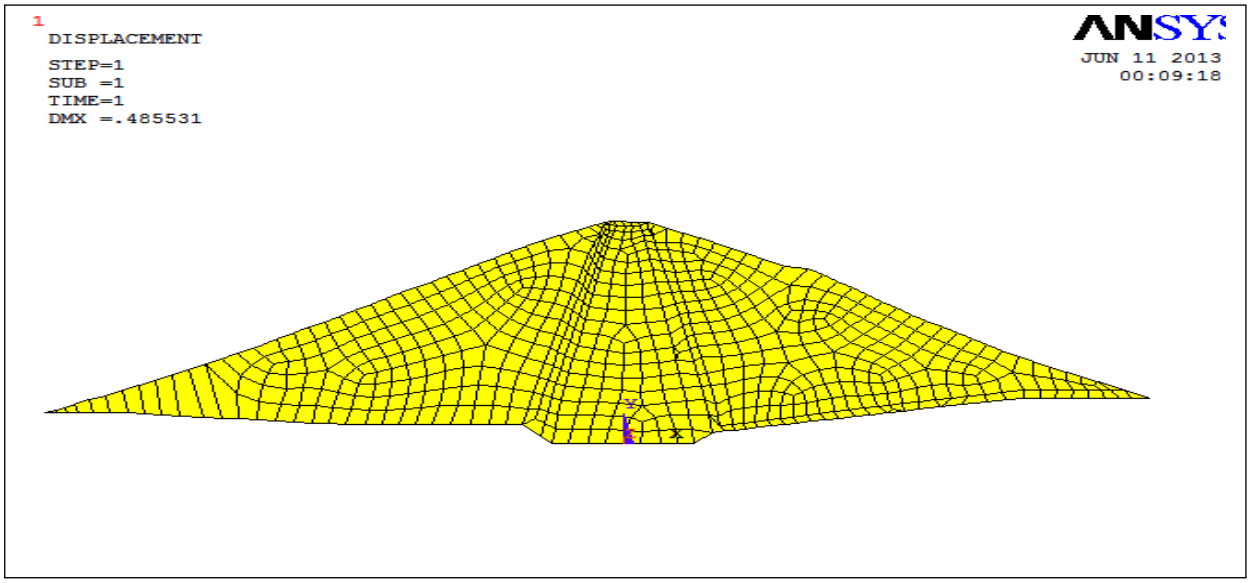


Fig III.17 : Déformation globale du barrage - E_{Noyau} =20MPa et $E_{recharges}$ =25MPa

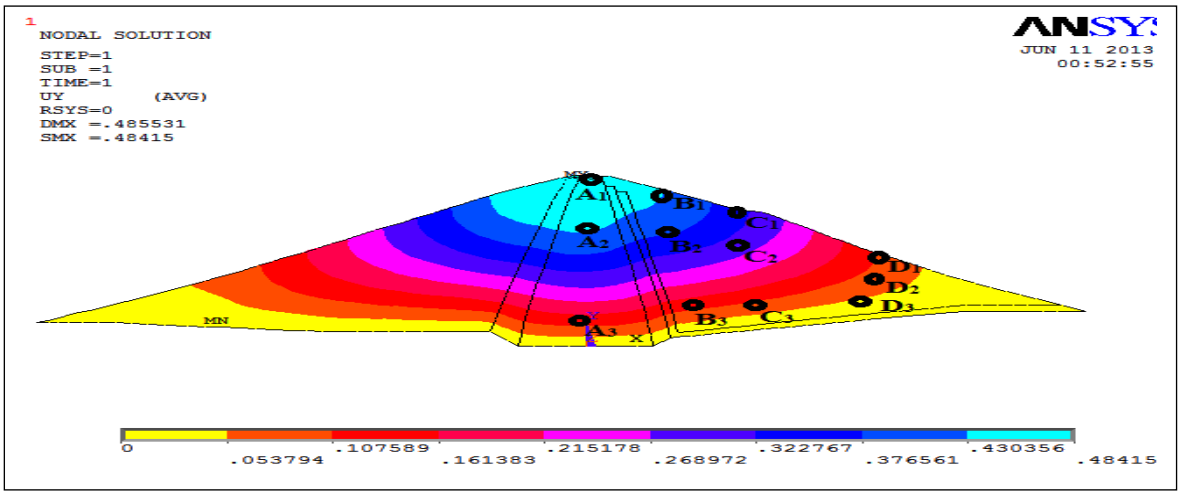


Fig III.18 : Déplacements U_y du barrage - E_{Noyau} =20MPa et $E_{recharges}$=25 MPa

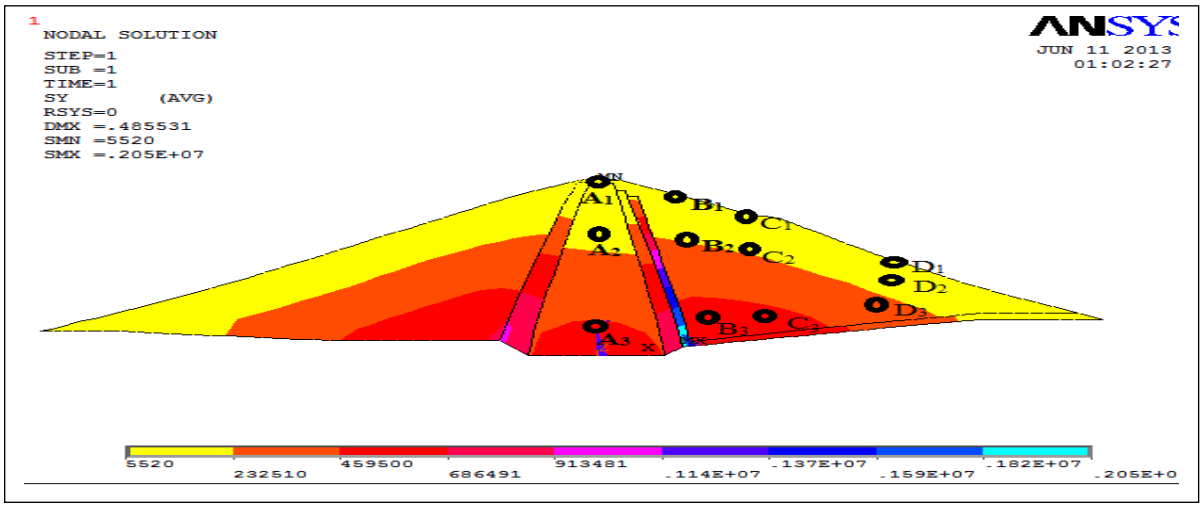


Fig III.19 : Contraintes S_Y - E_{Noyau} =20MPa et $E_{recharges}$ =25 MPa

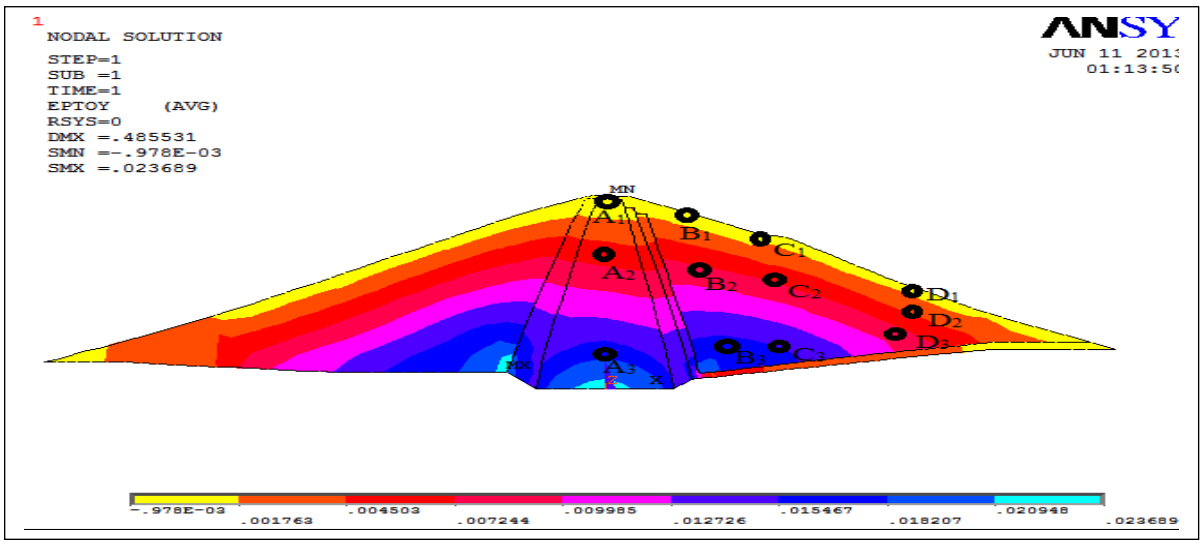


Fig III.20: Déformations mécaniques (élastiques) totales suivant Y
E_{Noyau} =20MPa et $E_{recharges}$ =25 MPa

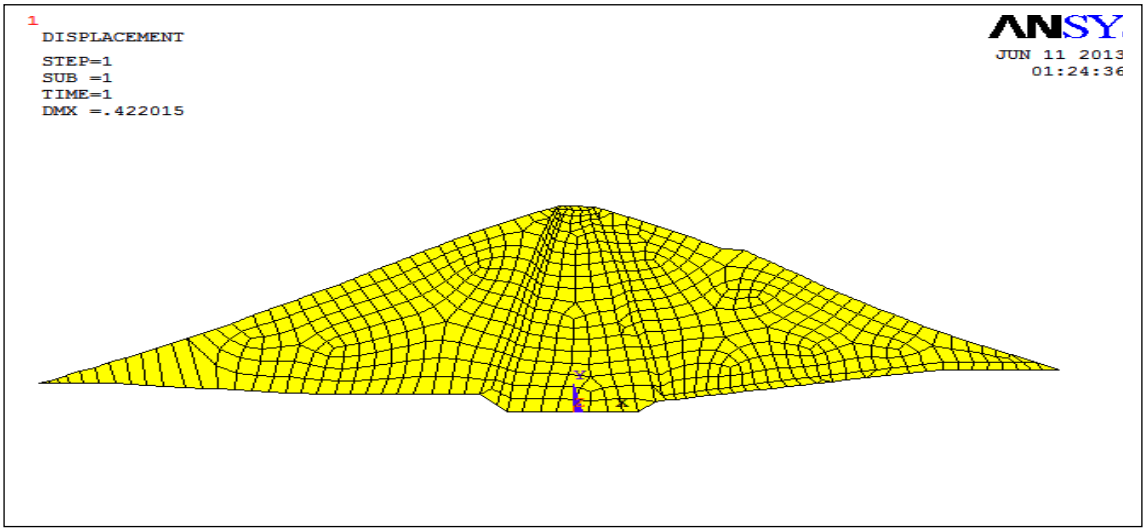
Les résultats relatifs à ce cas sont représentés sur le tableau III.8 :

Tableau III.8 : Synthèse des résultats de la modélisation - E_{Noyau} =20MPa et $E_{recharges}$ =25MPa

matériaux	Module de Young(MPa)	profils	coordonnées		Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (m)
			X(m)	Y(m)		
noyau	20	A_1	0.18	50.47	0.0663	0.4782
		A_2	0.01	34.01	0.1635	0.4431
		A_3	-0.84	7.843	0.4724	0.1560
Recharges	25	B_1	14.75	45.90	0.0280	0.4214
		B_2	15.14	31.77	0.2265	0.3733
		B_3	18.18	10.23	0.5494	0.1061
		C_1	26.78	41.20	0.0405	0.3379
		C_2	26.36	30.41	0.2078	0.3095
		C_3	28.29	11.98	0.5134	0.0939
		D_1	55.36	29.78	0.0370	0.0927
		D_2	54.92	22.38	0.1452	0.0805
		D_3	54.03	15.10	0.2889	0.0375

VI.1.4 Etude de la déformation du barrage avec E_{Noyau} =25MPa et $E_{recharges}$=30MPa

Les figures N° III.21à III.24 montrent respectivement les variations de la déformation globale, des déplacements Uy, des contraintes S_y ainsi que les déformations mécaniques du barrage pour le deuxième cas de la modélisation.



FigIII.21 : Déformation globale du barrage - E_{Noyau} =25MPa et $E_{recharges}$ =30 MPa

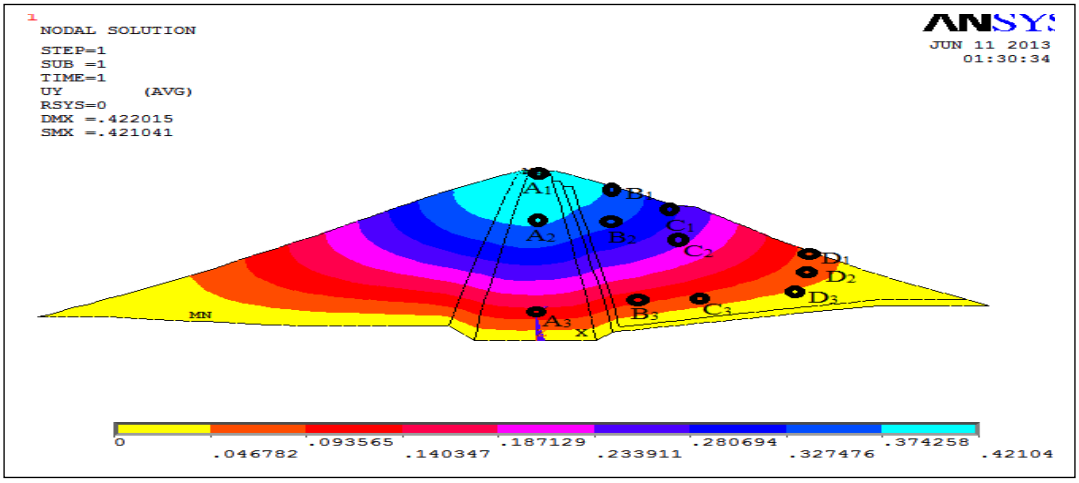


Fig III.22 : Déplacements U_y du barrage - E_{Noyau} =25MPa et $E_{recharges}$=30 MPa

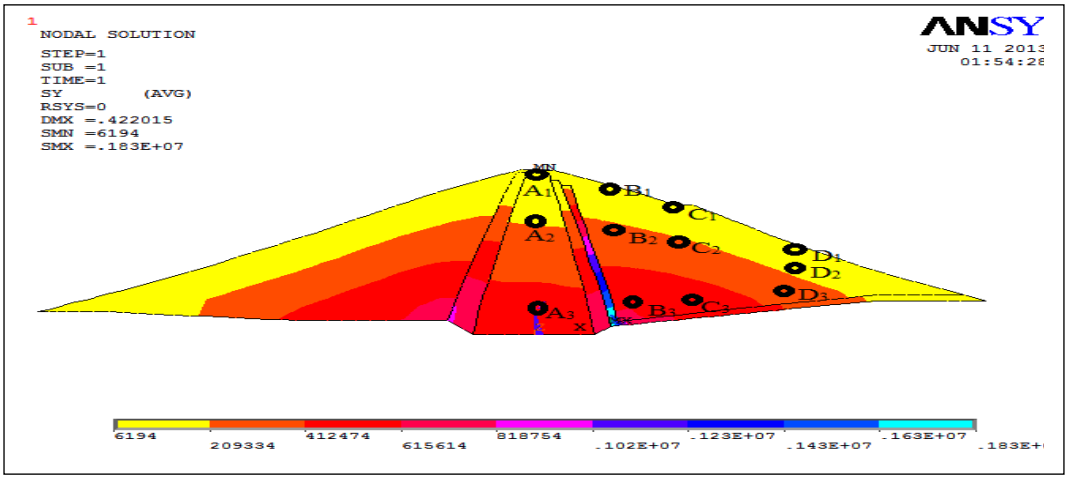


Fig III.23 : Contraintes S_Y - E_{Noyau} =25MPa et $E_{recharges}$ =30 MPa

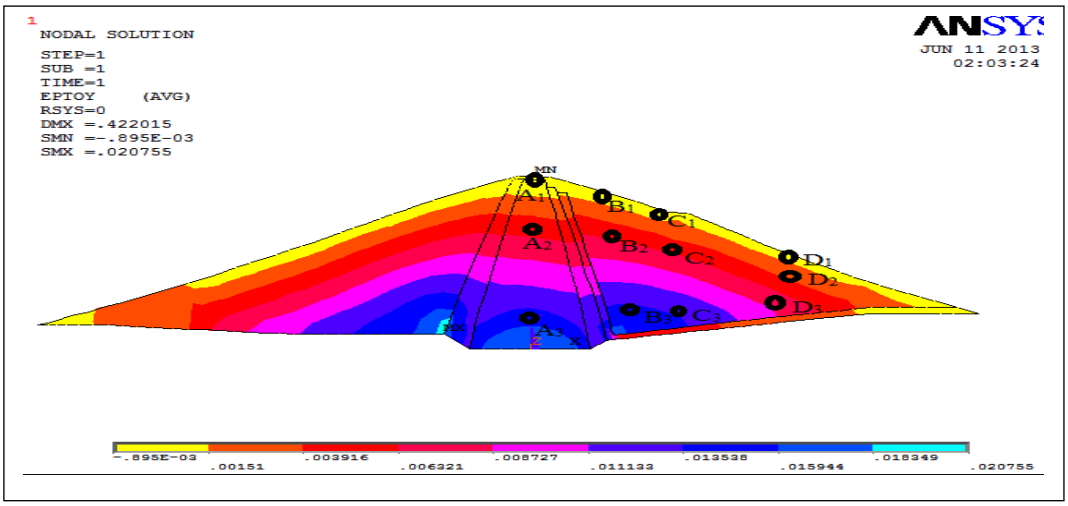


Fig III.24 : Déformations mécaniques (élastiques) totales suivant Y
E_{Noyau} =25MPa et $E_{recharges}$ =30 MPa

Les résultats de la modélisation relatifs à l'analyse de la déformation pour E_{Noyau} =25MPa et $E_{recharges}$=30MPa sont consignés dans le tableau III.9 :

Tableau III.9 : Synthèse des résultats de la modélisation - E_{Noyau} =25MPa et $E_{recharges}$=30 MPa

matériaux	Module de Young(MPa)	profils	coordonnées		Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (m)
			X(m)	Y(m)		
noyau	25	A_1	0.18	50.47	0.0066	0.4170
		A_2	0.01	34.01	0.1797	0.3846
		A_3	-0.84	7.843	0.4263	0.1317
Recharges	30	B_1	14.75	45.90	0.0301	0.3642
		B_2	15.14	31.77	0.2326	0.3230
		B_3	18.18	10.23	0.5666	0.0926
		C_1	26.78	41.20	0.0411	0.2868
		C_2	26.36	30.41	0.2115	0.2630
		C_3	28.29	11.98	0.5211	0.0804
		D_1	55.36	29.78	0.0370	0.0778
		D_2	54.92	22.38	0.1451	0.0678
		D_3	54.03	15.10	0.2890	0.0327

VI.1.5 Etude de la déformation du barrage avec E_{Noyau} =30MPa et $E_{rechrges}$=35 MPa

Les figures N° (III.25 à III.28) montrent respectivement les variations de la déformation globale, des déplacements Uy, des contraintes S_y ainsi que les déformations mécaniques du barrage pour le deuxième cas de la modélisation.

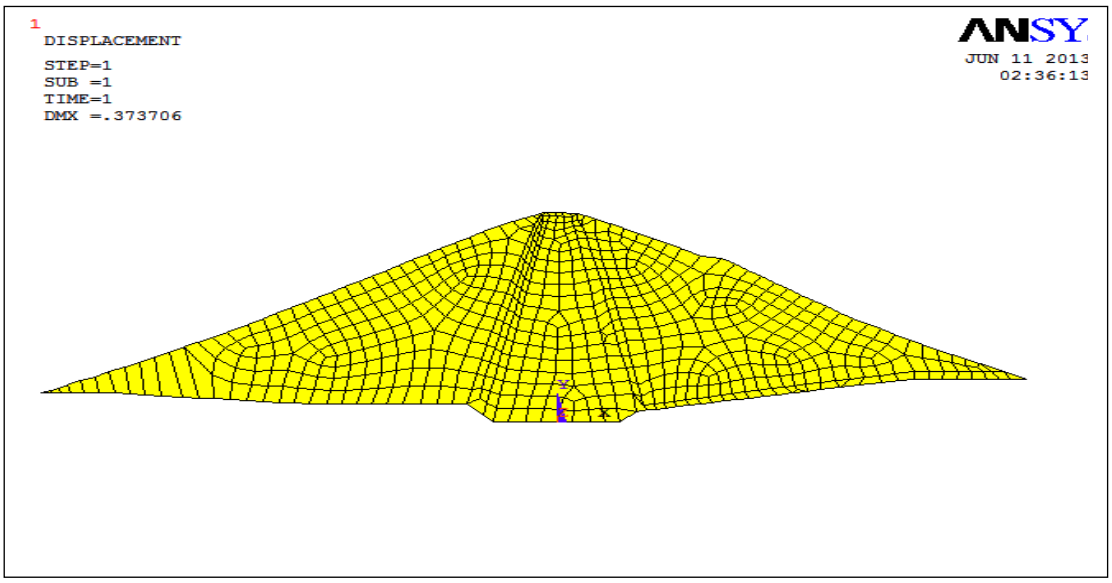


Fig III.25 : Déformation globale du barrage - E_{Noyau} =30MPa et $E_{recharges}$ =35 MPa.

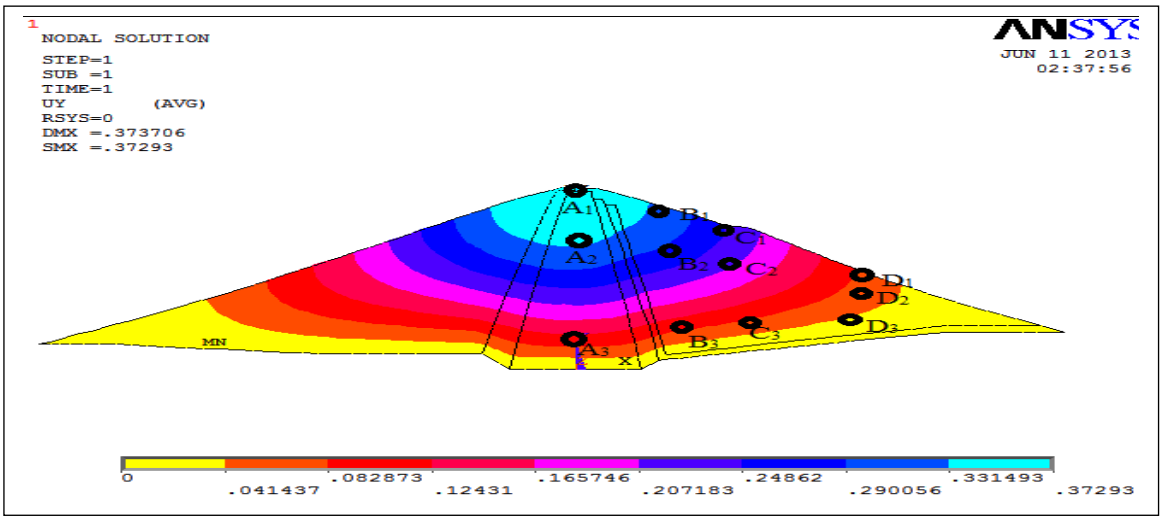


Fig III.26 : Déplacements U_y du barrage - E_{Noyau} =30MPa et $E_{recharges}$=35MPa

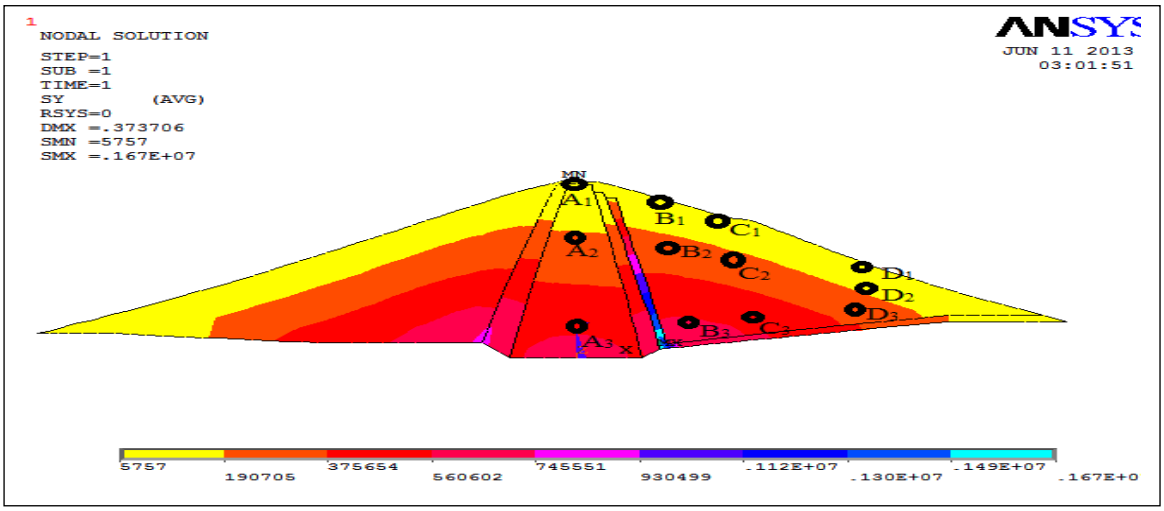


Fig III.27 : Contraintes S_Y - E_{Noyau} =30MPa et $E_{recharges}$ =35MPa

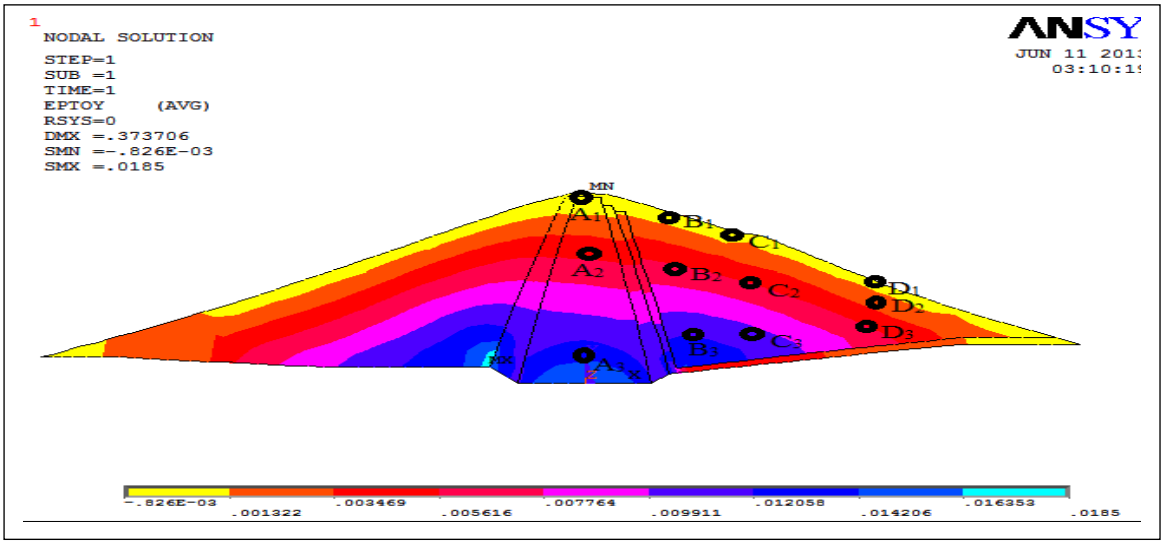


Fig III.28 : Déformations mécaniques (élastiques) totales suivant Y
E_{Noyau} =30MPa et $E_{recharges}$ =35MPa

Les résultats de la modélisation relatifs à l'analyse de la déformation pour E_{Noyau} =30MPa et $E_{recharges}$=35MPa sont consignés dans le tableau III.10 :

Tableau III.10 : Synthèse des résultats de la modélisation - E_{Noyau} =30MPa et $E_{recharges}$=35MPa

matériaux	Module de Young (MPa)	profils	coordonnées		Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (m)
			X(m)	Y(m)		
noyau	30	A_1	0.18	50.47	0.0067	0.3699
		A_2	0.01	34.01	0.1922	0.3402
		A_3	-0.84	7.843	0.5234	0.1143
Recharges	35	B_1	14.75	45.90	0.0318	0.3212
		B_2	15.14	31.77	0.2373	0.2853
		B_3	18.18	10.23	0.5810	0.0825
		C_1	26.78	41.20	0.0416	0.2497
		C_2	26.36	30.41	0.2145	0.2292
		C_3	28.29	11.98	0.5273	0.0582
		D_1	55.36	29.78	0.0369	0.0673
		D_2	54.92	22.38	0.1450	0.0587
		D_3	54.03	15.10	0.2891	0.0283

VI.2 Résultats de la modélisation – influence du poids volumique

Le tableau III.11 donne, pour chaque cas de modélisation, la variation des densités de mise en place considérées au niveau de la modélisation.

Tableau III.11 : Cas de modélisation- influence du poids volumique

Cas	Noyau	Recharges
Cas 1	γ_d (KN/m^3)= 20.10	γ_d (KN/m^3)= 18.30
Cas 2	γ_d (KN/m^3)= 19.00	γ_d (KN/m^3)= 17.00
Cas 3	γ_d (KN/m^3)= 17.00	γ_d (KN/m^3)= 16.00

Au niveau de cette étude,tous les paramètres sont fixés en adéquation avec ceux réels du barrage à l'exception du poids volumique qui a été varié selon trois cas :

VI.2.1 Etude de la déformation du barrage avec $\gamma_{d\ Noyau}$ =20.10 KN/m^3 et $\gamma_{d\ recharges}$ =18.30 KN/m^3

Les figures N° III.29à III.32 montrent respectivement les variations de la déformation globale, des déplacements Uy, des contraintes S_y ainsi que les déformations mécaniques du barrage pour le deuxième cas de la modélisation.

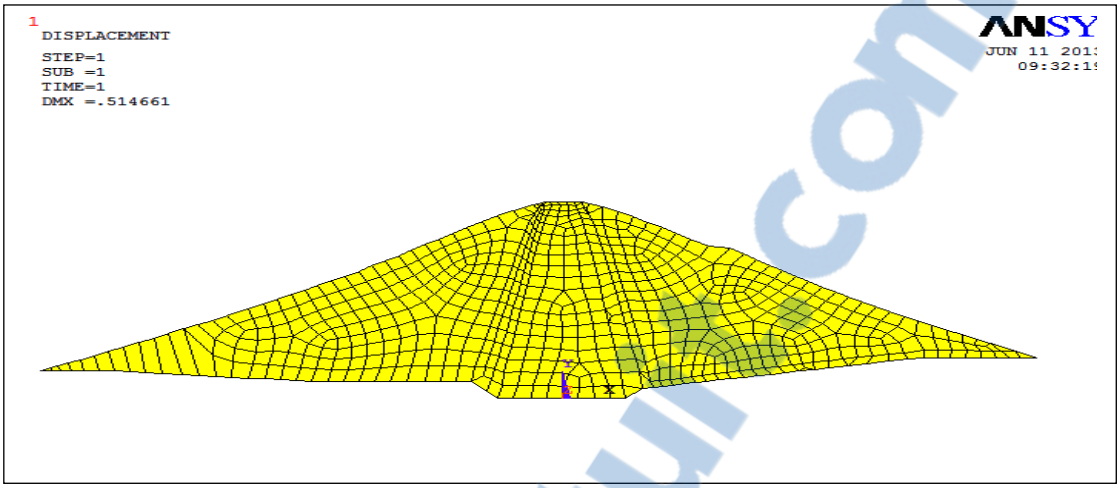
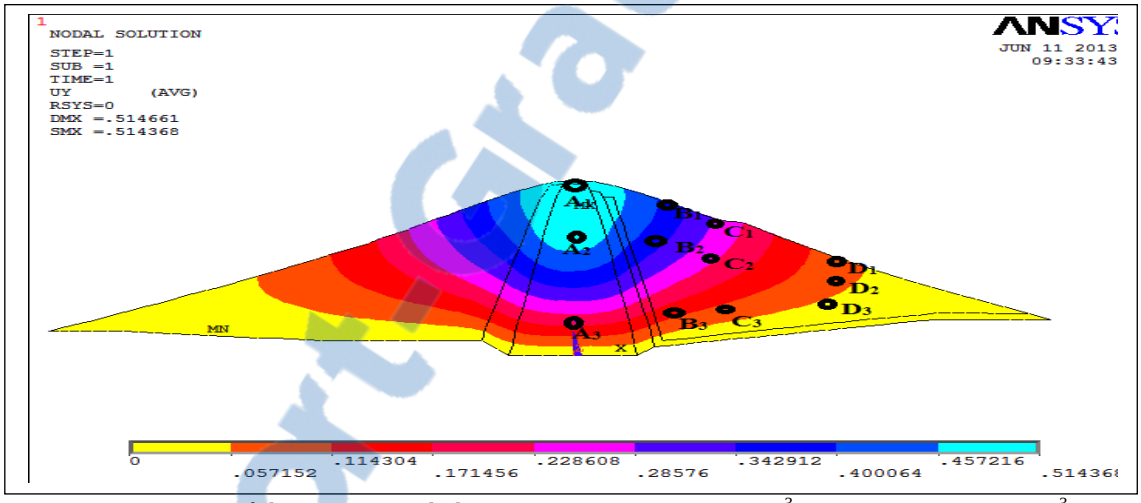


Fig III.29 : Déformation globale du barrage - $\gamma_{d\ Noyau}$ =20.10 KN/m^3 et $\gamma_{d\ recharges}$ =18.30 KN/m^3



FigIII.30 : Déplacements U_y du barrage - $\gamma_{d\ Noyau}$ =20.10 KN/m^{3}et $\gamma_{drecharges}$ =18.30 KN/m^3

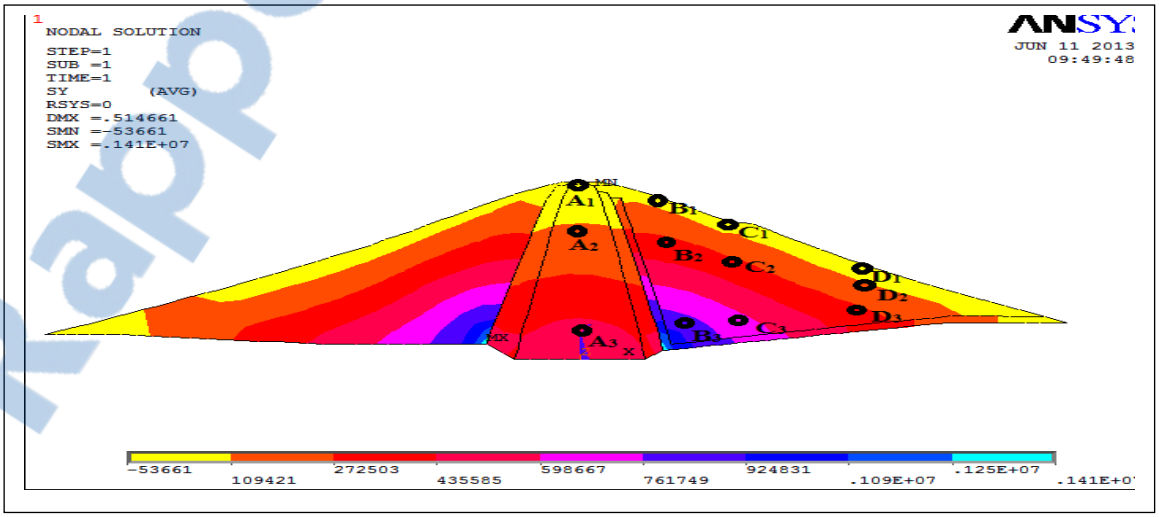


Fig III.31 : Contraintes S_Y -γ_{dNoyau} =20.10 KN/m^{3}et $\gamma_{drecharges}$ =18.30 KN/m^3

Rapport-Gratuit.com

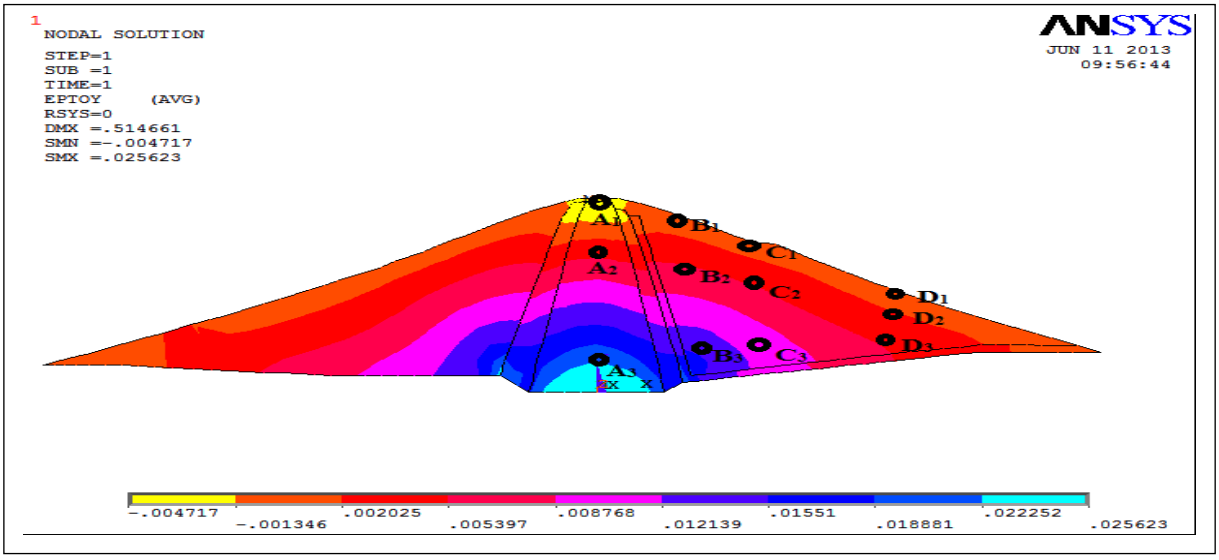


Fig III.32 : Déformations mécaniques (élastiques) totales suivant Y
γ_{dNoyau} =20.10 KN/m^{3}et $\gamma_{drecharges}$ =18.30 KN/m^3

Les résultats de la modélisation relatifs à l'analyse de la déformation pourγ_{dNoyau}= 20.10 KN/m^3 et$\gamma_{drecharges}$ =18.30 KN/m^3 sont consignés dans le tableau III.12 :

Tableau III.12 : Synthèse des résultats de la modélisation - γ_{dNoyau} =20.10 KN/m^3 et $\gamma_{drecharges}$ =18.30 KN/m^3

matériaux	poids volumique KN/m^3	profils	coordonnées		Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (m)
			X(m)	Y(m)		
noyau	20.10	A_1	0.18	50.47	-0.0037	0.5143
		A_2	0.01	34.01	0.1301	0.5010
		A_3	-0.84	7.843	0.4666	0.1870
Recharges	18.30	B_1	14.75	45.90	0.0651	0.3980
		B_2	15.14	31.77	0.3267	0.3579
		B_3	18.18	10.23	0.8481	0.1112
		C_1	26.78	41.20	0.0528	0.2661
		C_2	26.36	30.41	0.2791	0.2457
		C_3	28.29	11.98	0.6642	0.0796
		D_1	55.36	29.78	0.3110	0.0591
		D_2	54.92	22.38	0.1438	0.0525
		D_3	54.03	15.10	0.2967	0.0291

VI.2.2 Etude de la déformation du barrage avec γ_{dNoyau} =19.00 KN/m^3 et $\gamma_{drecharges}$ =17.00 KN/m^3

Les figures N° III.33àIII.36 montrent respectivement les variations de la déformation globale, des déplacements Uy, des contraintes S_y ainsi que les déformations mécaniques du barrage pour le deuxième cas de la modélisation.

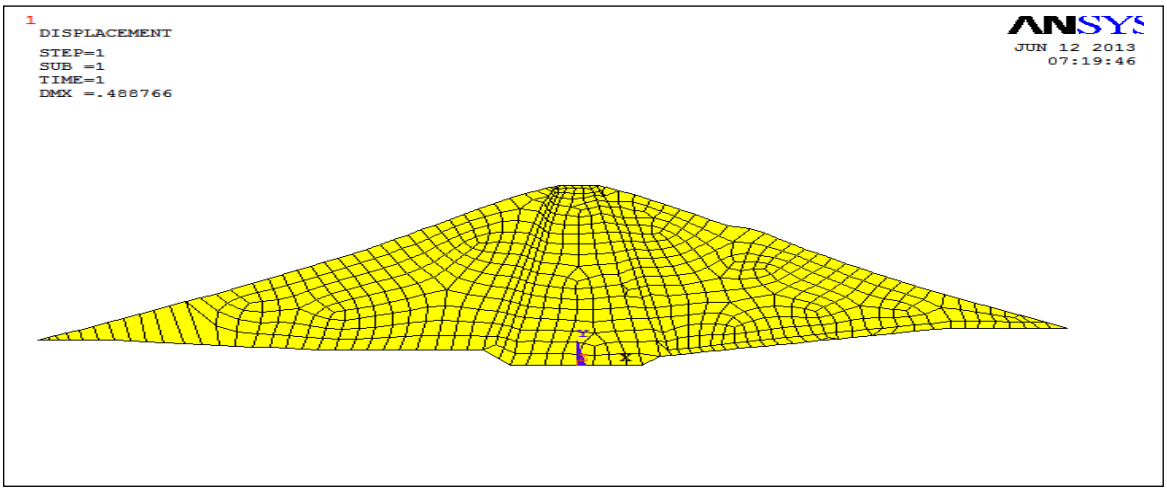
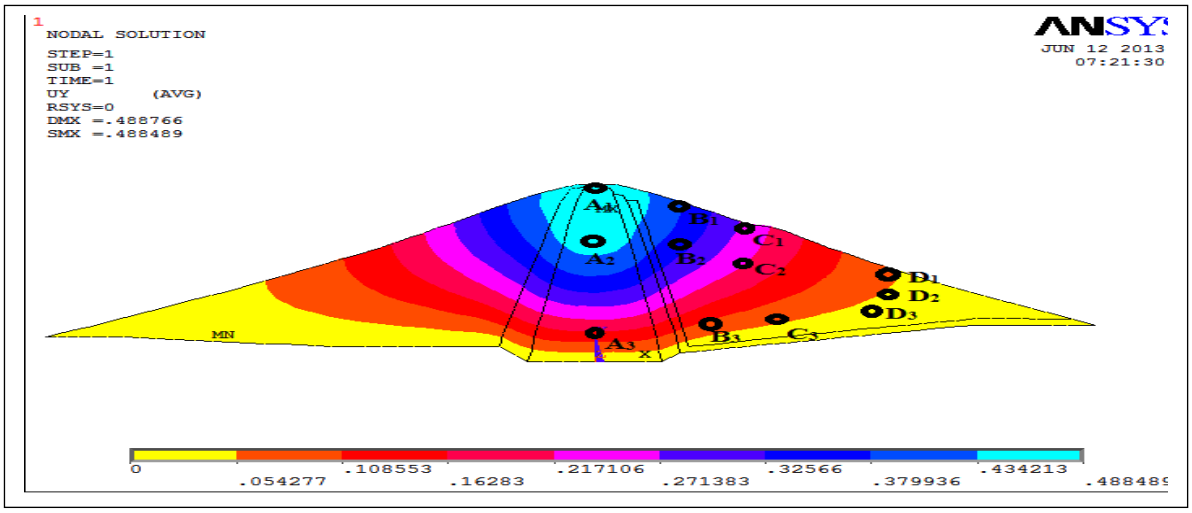


Fig III.33 : Déformation globale du barrage - γ_{dNoyau} =19.00 KN/m^3 et $\gamma_{drecharges}$ =17.00 KN/m^3



FigIII.34 : Déplacements U_y du barrage - γ_{dNoyau} =19.00 KN/m^{3}et $\gamma_{drecharges}$ =17.00 KN/m^3

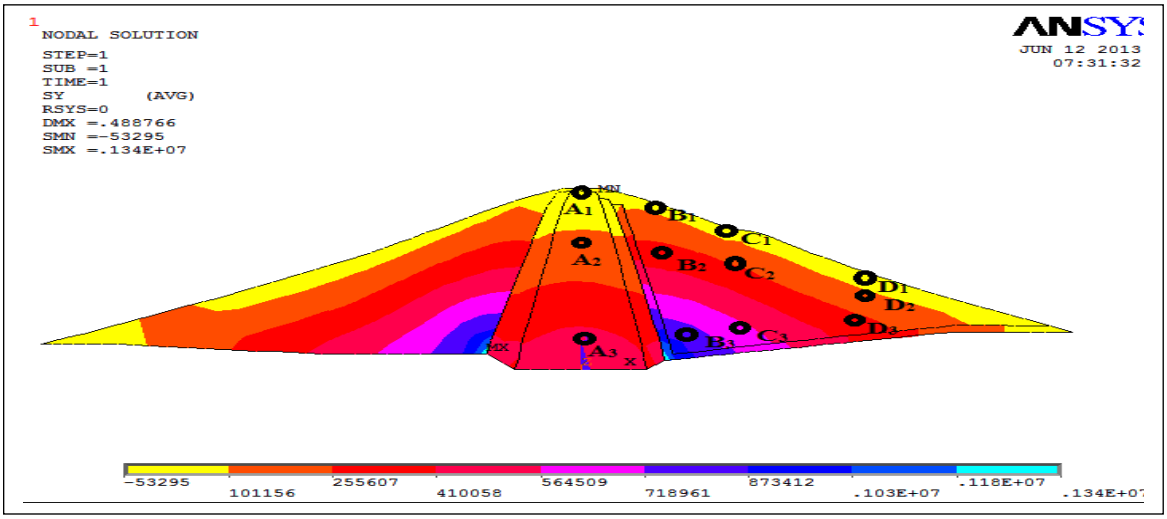


Fig III.35 : Contraintes S_Y - γ_{dNoyau} =19.00 KN/m^{3}et $\gamma_{drecharges}$ =17.00 KN/m^3

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

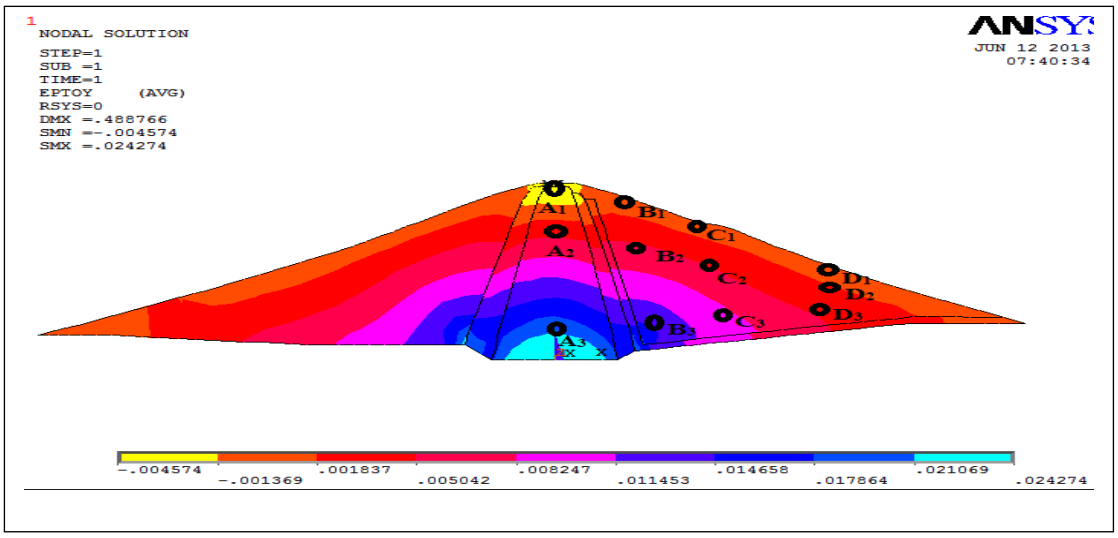


Fig III.36 : Déformations mécaniques (élastiques) totales suivant Y
γ_{dNoyau} =19.00 KN/m^{3}et $\gamma_{drecharges}$ =17.00 KN/m^3

Les résultats de la modélisation relatifs à l'analyse de la déformation pour γ_{dNoyau}= 19.00 KN/m^3 et $\gamma_{drecharges}$ =17.00 KN/m^3 sont consignés dans le tableau III.13 :

Tableau III.13 : Synthèse des résultats de la modélisation -γ_{dNoyau} =19.00 KN/m^{3}et $\gamma_{drecharges}$ =17.00 KN/m^3

matériaux	*poids volumique KN/m^3*	*profils*	*coordonnées*		*Contraintes totales [MN/m^2]*	*Déplacement (m)*
			X(m)	*Y(m)*		
noyau	*19.00*	*A_1*	*0.18*	*50.47*	*-0.003811*	*0.4887*
		A_2	*0.01*	*34.01*	*0.1234*	*0.4758*
		A_3	*-0.84*	*7.843*	*0.4424*	*0.1772*
Recharges	*17.00*	*B_1*	*14.75*	*45.90*	*0.0620*	*0.3761*
		B_2	*15.14*	*31.77*	*0.3079*	*0.3383*
		B_3	*18.18*	*10.23*	*0.8005*	*0.1050*
		C_1	*26.78*	*41.20*	*0.0494*	*0.2495*
		C_2	*26.36*	*30.41*	*0.2619*	*0.2305*
		C_3	*28.29*	*11.985*	*0.6226*	*0.0745*
		D_1	*55.36*	*29.78*	*0.0285*	*0.0548*
		D_2	*54.92*	*22.38*	*0.1331*	*0.0487*
		D_3	*54.03*	*15.10*	*0.2753*	*0.0270*

VI.2.3 Etude de la déformation du barrage avec γ_{dNoyau} =17.00 KN/m^3 et $\gamma_{drecharges}$ =16.00 KN/m^3

Les figures N° (III.37à III.40) montrent respectivement les variations de la déformation globale, des déplacements Uy, des contraintes S_y ainsi que les déformations mécaniques du barrage pour le deuxième cas de la modélisation.

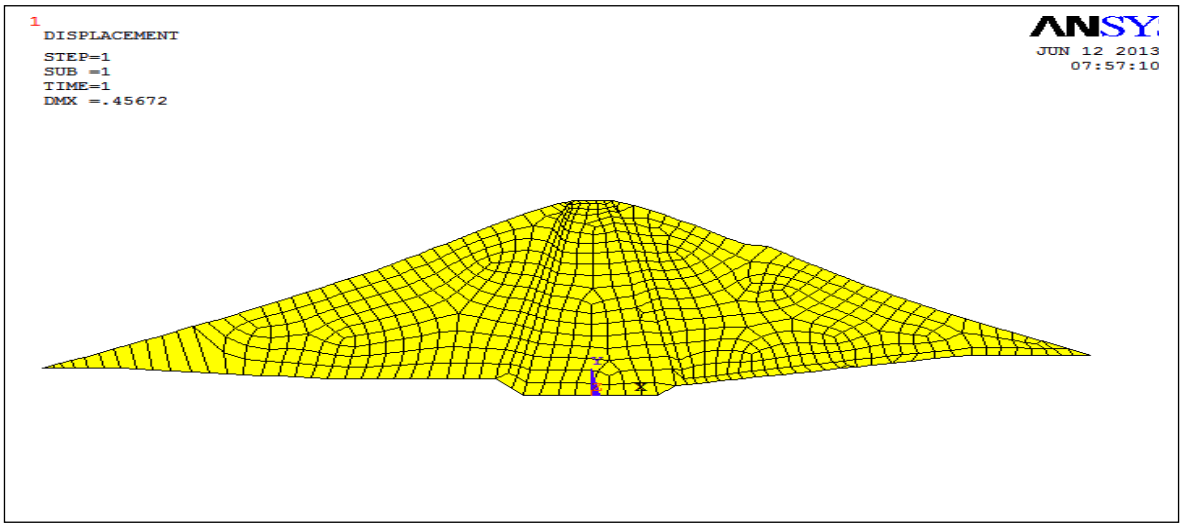
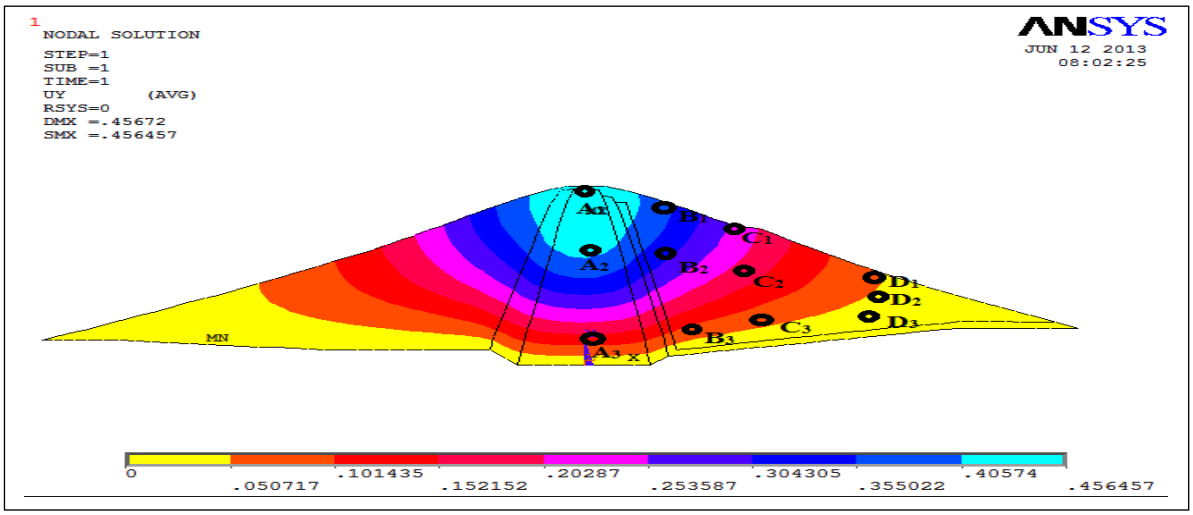


Fig III.37 : Déformation globale du barrage - γ_{dNoyau} =17.00 KN/m^3 et $\gamma_{d\ recharges}$ =16.00 KN/m^3



FigIII.38 : Déplacements U_y du barrage - γ_{dNoyau} =17.00 KN/m^{3}et $\gamma_{d\ recharges}$ =16.00 KN/m^3

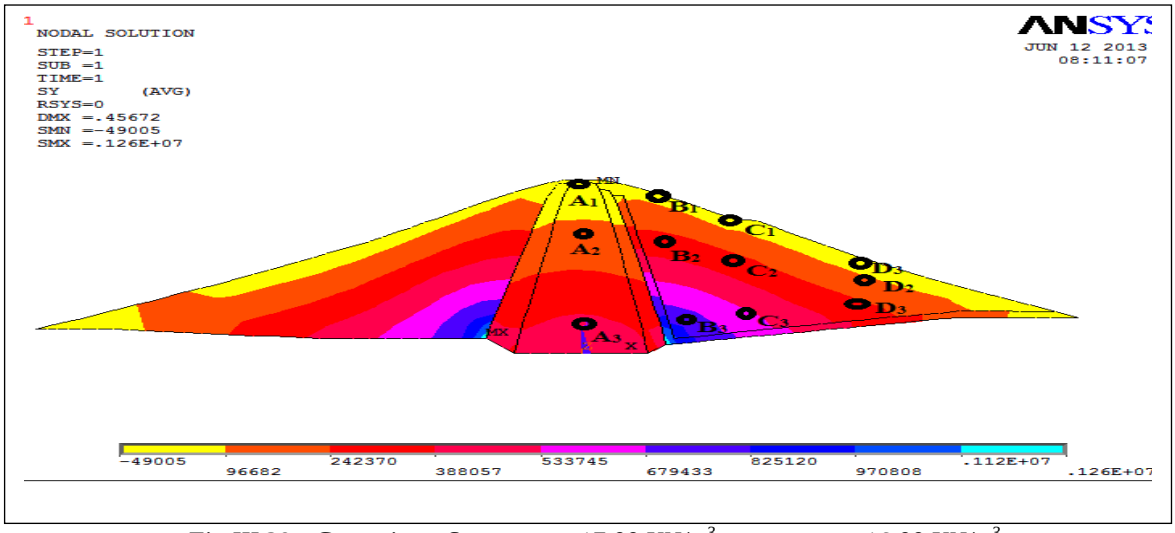


Fig III.39 : Contraintes S_Y - γ_{dNoyau} =17.00 KN/m^{3}et $\gamma_{d\ recharges}$ =16.00 KN/m^3

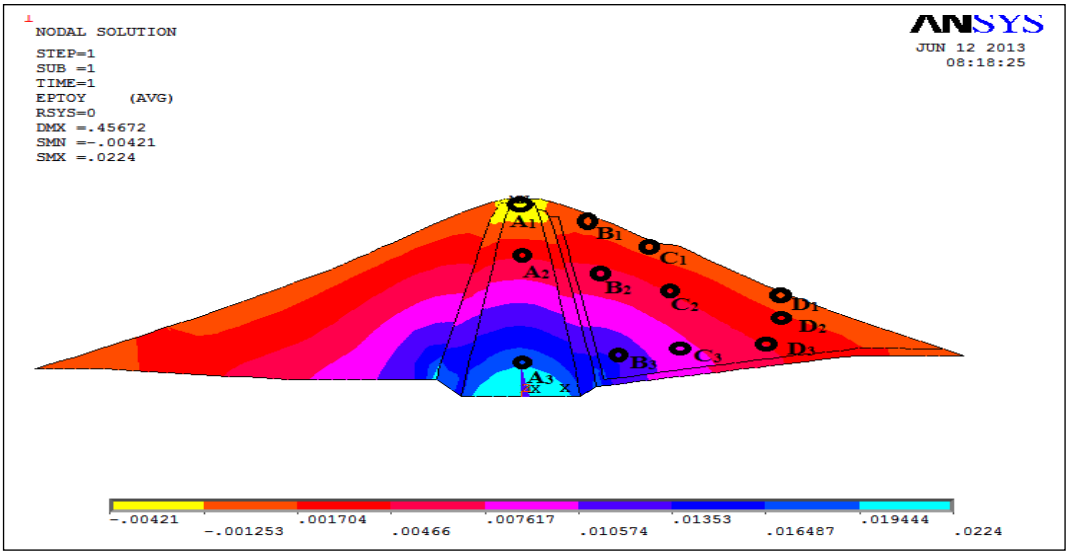


Fig III.40 : Déformations mécaniques (élastiques) totales suivant Y
γ_{dNoyau} =17.00 KN/m^{3}et $\gamma_{d\ recharges}$ =16.00 KN/m^3

Les résultats de la modélisation relatifs à l'analyse de la déformation pour $\gamma_{d\ Noyau}$= 17.00 KN/m^3 et $\gamma_{d\ recharges}$ =16.00 KN/m^3 sont consignés dans le tableau III.14 :

Tableau III.14 : Synthèse des résultats de la modélisation - γ_{dNoyau} =17.00 KN/m^{3}et $\gamma_{d\ recharges}$ =16.00 KN/m^3

matériaux	poids volumique KN/m^3	profils	coordonnées		Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (m)
			X(m)	Y(m)		
noyau	17.00	A_1	0.18	50.47	-0.0032	0.4567
		A_2	0.01	34.01	0.1183	0.4438
		A_3	-0.84	7.843	0.4107	0.1635
Recharges	16.00	B_1	14.75	45.90	0.0582	0.3535
		B_2	15.14	31.77	0.3283	0.3181
		B_3	18.18	10.23	0.7533	0.0991
		C_1	26.78	41.20	0.0465	0.2348
		C_2	26.36	30.41	0.2463	0.1948
		C_3	28.29	11.98	0.5860	0.0702
		D_1	55.36	29.78	0.0269	0.0516
		D_2	54.92	22.38	0.1254	0.0459
		D_3	54.03	15.10	0.2592	0.0255

VII. PRESENTATION DES RESULTAS

VII.1 Influence du module de déformation

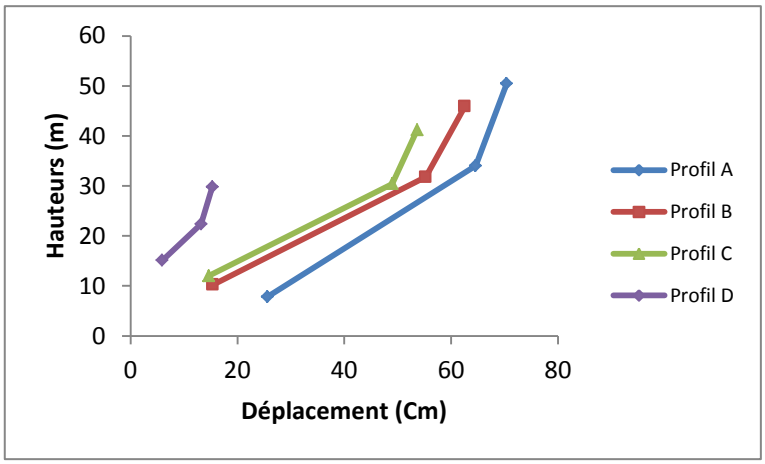
- 1ier cas : $E_{noyau} = 10$ MPa- $E_{recharges} = 15$ MPa

Tableau III.15 : Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$E_{noyau} = 10$ MPa ; $E_{recharges} = 15$ MPa

profils	Y(m)	Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (cm)
A_1	50.47	0.003	70,39
A_2	34.01	0.111	64,58
A_3	7.843	0.337	25,64
B_1	45.90	0.022	62,54
B_2	31.772	0.207	55,23
B_3	10.233	0.494	15,41
C_1	41.20	0.039	53,63
C_2	30.41	0.197	48,98
C_3	11.985	0.490	14,66
D_1	29.78	0.037	15,32
D_2	22.38	0.145	13,21
D3	15.10	0.290	5,93

La figureIII.41 donne les variations des déplacements en fonction des hauteurs des remblais du barrage.



FigIII.41: Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$E_{noyau} = 10$ MPa ; $E_{recharge} = 15$ MPa

- 2ème cas : $E_{noyau} = 15$ MPa - $E_{recharges} = 20$ MPa

Tableau III.16 : Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$E_{noyau} = 15MPa$; $E_{recharge} = 20MPa$

profils	Y(m)	Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (cm)
A_1	50.47	0.0066	57,3
A_2	34.01	0.1420	52,4
A_3	7.843	0.4338	19,26
B_1	45.90	0.0253	50,19
B_2	31.772	0.2181	44,39
B_3	10.233	0.5261	12,51
C_1	41.20	0.03984	41,32
C_2	30.41	0.2030	37,8
C_3	11.985	0.5034	11,39
D_1	29.78	0.0370	11,52
D_2	22.38	0.1453	9,98
D3	15.10	0.2887	4.57

La figureIII.42 donne les variations des déplacements en fonction des hauteurs des remblais du barrage.

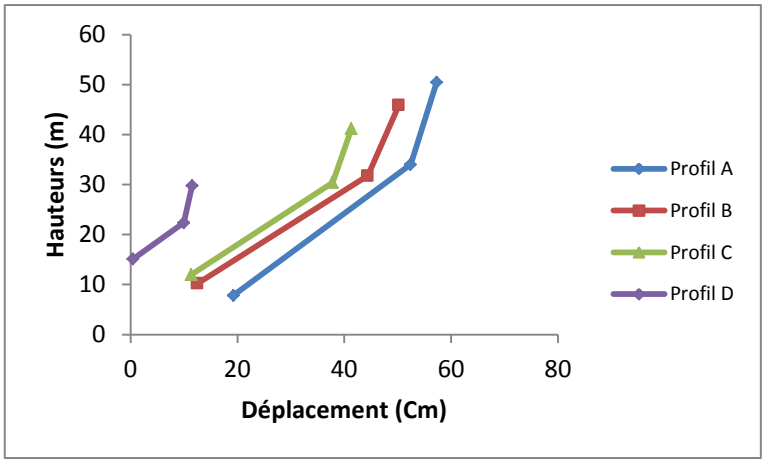


Fig III.42: Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$E_{noyau} = 15$ MPa ; $E_{recharge} = 20$ MPa

- 3ème cas : $E_{noyau} = 20$ MPa - $E_{recharges} = 25$ MPa

Tableau III.17 : Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$E_{noyau} = 20$ MPa ; $E_{recharge} = 25$ MPa

profil	Y(m)	Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (cm)
A_1	50.47	0.0663	47,82
A_2	34.01	0.1635	44,31
A_3	7.843	0.4724	15,6
B_1	45.90	0.0280	42,14
B_2	31.772	0.2265	37,33
B_3	10.233	0.5494	10,61
C_1	41.20	0.0405	33,79
C_2	30.41	0.2078	30,95
C_3	11.985	0.5134	9,39
D_1	29.78	0.0370	9,27
D_2	22.38	0.1452	8,05
D3	15.10	0.2889	3,75

La figureIII.43 donne les variations des déplacements en fonction des hauteurs des remblais du barrage.

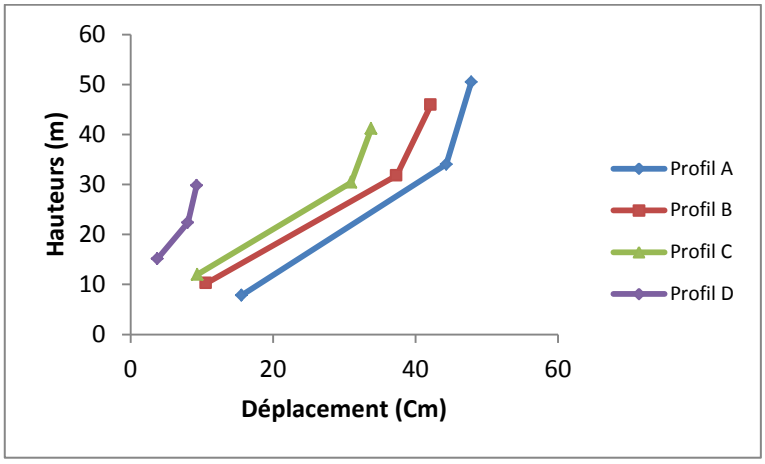


Fig III.43: Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$E_{noyau} = 20$ MPa ; $E_{recharge} = 25$ MPa

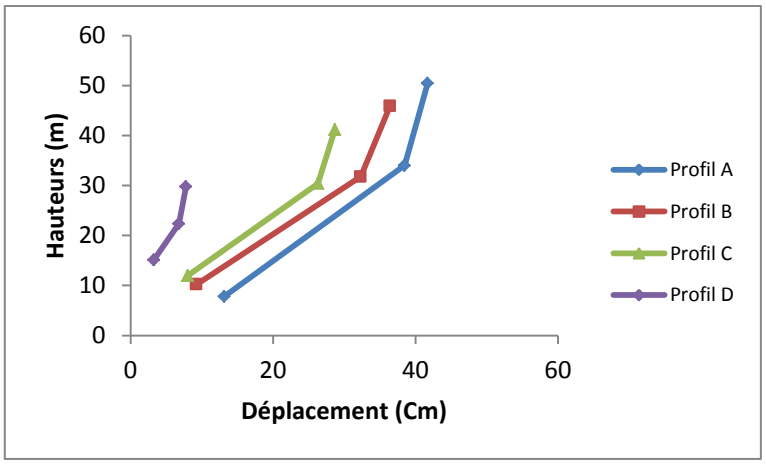
- 4ème cas : $E_{noyau} = 25$ MPa - $E_{recharges} = 30$ MPa

Tableau III.18 : Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$E_{noyau} = 25$ MPa ; $E_{recharge} = 30$ MPa

profils	Y(m)	Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (cm)
A_1	50.47	0.0066	41,7
A_2	34.01	0.1797	38,46
A_3	7.843	0.4263	13,17
B_1	45.90	0.0301	36,42
B_2	31.772	0.2326	32,3
B_3	10.233	0.5666	9,26
C_1	41.20	0.0411	28,68
C_2	30.41	0.2115	26,3
C_3	11.985	0.5211	8,04
D_1	29.78	0.0370	7,78
D_2	22.38	0.1451	6,78
D3	15.10	0.2890	3,27

La figureIII.44 donne les variations des déplacements en fonction des hauteurs des remblais du barrage.



FigIII.44: Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$E_{noyau} = 25$ MPa ; $E_{recharge} = 30$ MPa

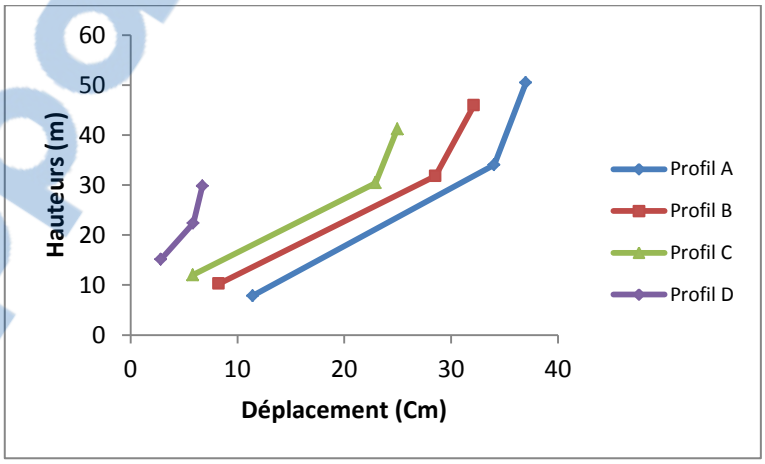
- 5ème cas : $E_{noyau} = 30$ MPa - $E_{recharges} = 35$ MPa

Tableau III.19 : Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$E_{noyau} = 30$ MPa ; $E_{recharge} = 35$ MPa

profils	Y(m)	Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (cm)
A_1	50.47	0.0067	36,99
A_2	34.01	0.1922	34,02
A_3	7.843	0.5234	11,43
B_1	45.90	0.0318	32,126
B_2	31.772	0.2373	28,53
B_3	10.233	0.5810	8,25
C_1	41.20	0.0416	24,97
C_2	30.41	0.2145	22,92
C_3	11.985	0.5273	5,82
D_1	29.78	0.0369	6,73
D_2	22.38	0.1450	5,87
D3	15.10	0.2891	2,83

La figureIII.45 donne les variations des déplacements en fonction des hauteurs des remblais du barrage.



FigIII.45: Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$E_{noyau} = 30$ MPa ; $E_{recharge} = 35$ MPa

- Variations des déplacements en fonction des modules de déformations – Noyau du barrage

Dans le but d'analyser l'influence de la variation du module de déformation sur les déplacements du barrage, il a été considéré l'évolution des déplacements en fonction de la variation du module de déformation E.

Le tableau III.20 et la figure III.46 donnent ces variations.

TableauIII.20:Variations des déplacements en fonction des modules de déformations – Noyau du barrage-

Noyau	Module d'élasticité [MPa]	Déplacement (cm)
A_1	10	70.39
	15	57.3
	20	47.82
	25	41.70
	30	36.99
A_2	10	64.58
	15	52.40
	20	44.31
	25	38.46
	30	34.02
A_3	10	25.64
	15	19.26
	20	15.60
	25	13.18
	30	11.43

La figure III.46 illustre les variations des déplacements en fonction du module de déformation E pour le noyau du barrage.

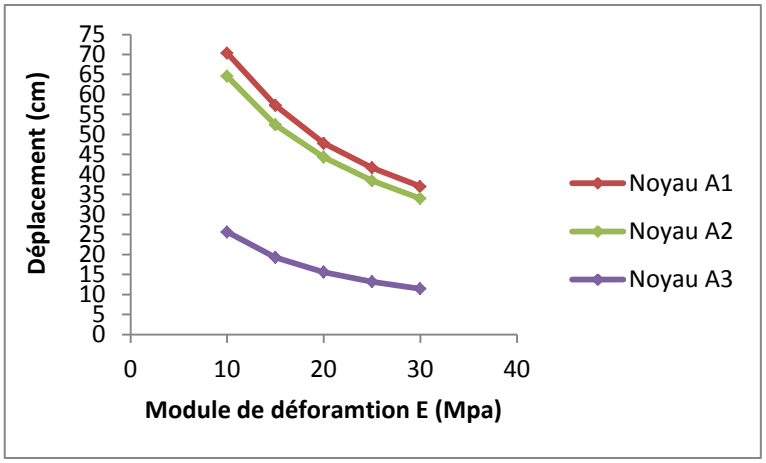


Fig III.46: Variations des déplacements en fonction des modules de déformations – Noyau du barrage

- **Ajustement de la loi de variation**

Les courbes de variations du module de déformations en fonction des déplacements, ont permis de réaliser un ajustement selon une loi puissance .

L'ajustement est présenté sur la figure III. 47 avec l'équation de la courbe et le coefficient de corrélation.

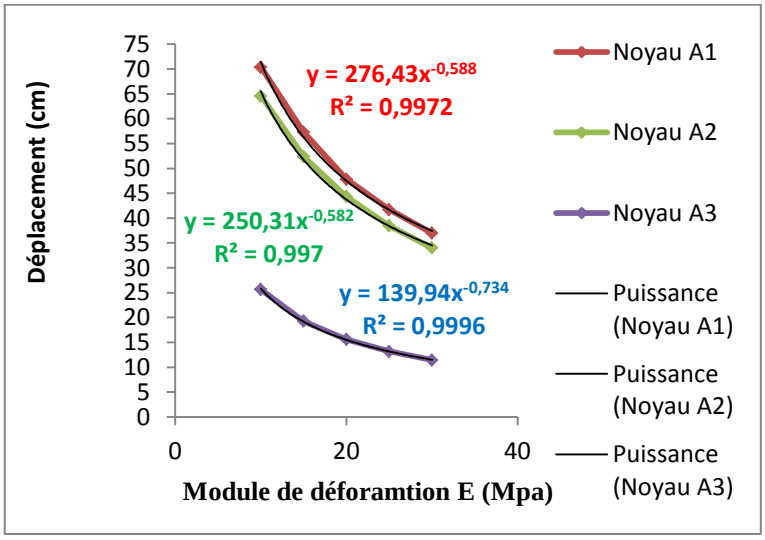


Fig III.47: Ajustement de la loi de variations des déplacements en fonction des modules de déformations – Noyau du barrage

VII.2 Influence de la densité de mise en place des remblais

- 1ier cas : $\gamma_{d\ noyau} = 20.10\ KN/m^3$ - $\gamma_{d\ recharge} = 18.30\ KN/m^3$

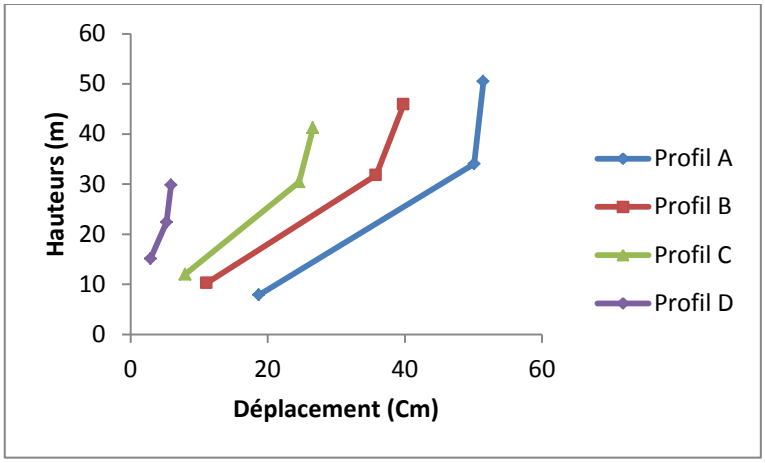
Tableau III.21 : Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$\gamma_{d\ noyau} = 20.10\ KN/m^3$; $\gamma_{d\ recharge} = 18.30\ KN/m^3$

profil	Y(m)	Contraintes totales [MN/m²]	Déplacement (cm)
A_1	50.47	-0.0037	51,44
A_2	34.01	0.1301	50,10
A_3	7.843	0.4666	18,70
B_1	45.90	0.0651	39,80
B_2	31.77	0.3267	35,79
B_3	10.23	0.8481	11,12
C_1	41.20	0.0528	26,61
C_2	30.41	0.2791	24,57
C_3	11.98	0.6642	7,96
D_1	29.78	0.3110	5,91
D_2	22.38	0.1438	5,25
D3	15.10	0.2967	2,91

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

La figureIII.48 donne les variations des déplacements en fonction des hauteurs des remblais du barrage.



FigIII.48: Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$\gamma_{d\ noyau}$ *=20.10 KN/m*^{3} *;* $\gamma_{d\ recharge}$ *=18.30 KN/m*^{3}

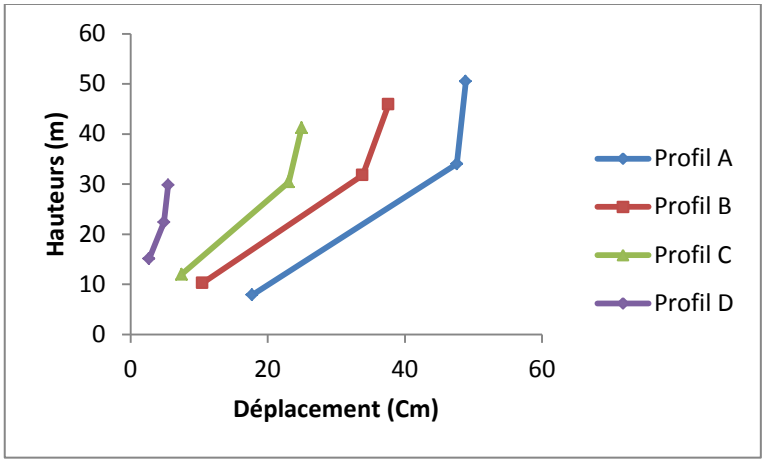
- 2ème cas : $\gamma_{d\ noyau}$ *=19.00 KN/m*^{3}*-* $\gamma_{d\ recharge}$ *=17.00 KN/m*^{3}

Tableau III.22 : Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$\gamma_{d\ noyau}$ *=19.00 KN/m*^{3} *;* $\gamma_{d\ recharge}$ *=17.00 KN/m*^{3}

Profil	Y(m)	Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (cm)
A_1	50.47	-0.003811	48.87
A_2	34.01	0.1234	47.58
A_3	7.843	0.4424	17.72
B_1	45.90	0.0620	37.61
B_2	31.772	0.3079	33.83
B_3	10.233	0.8005	10.50
C_1	41.20	0.0494	24.95
C_2	30.41	0.2619	23.05
C_3	11.985	0.6226	7.45
D_1	29.78	0.0285	5.48
D_2	22.38	0.1331	4.87
D3	15.10	0.2753	2.70

La figureIII.49 donne les variations des déplacements en fonction des hauteurs des remblais du barrage.



FigIII.49: Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$\gamma_{d\ noyau}$ *=19.00 KN/m*^{3} *;* $\gamma_{d\ recharge}$ *=17.00 KN/m*^{3}

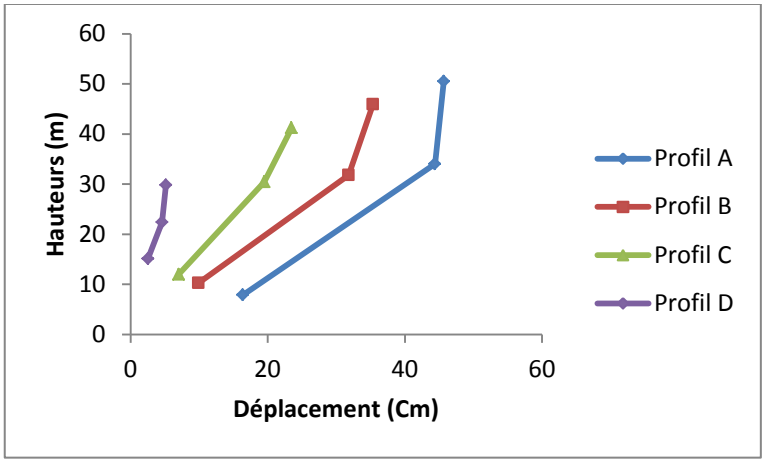
- 3ème cas : $\gamma_{d\ noyau}$ *=17.00 KN/m*^{3}- $\gamma_{d\ recharge}$ *=16.00 KN/m*^{3}

Tableau III.23 : Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$\gamma_{d\ noyau}$ *=17.00 KN/m*^{3} *;* $\gamma_{d\ recharge}$ *=16.00 KN/m*^{3}

Profil	Y(m)	Contraintes totales [MN/m^2]	Déplacement (cm)
A_1	50.47	-0.0032	45,6700
A_2	34.01	0.1183	44,3800
A_3	7.843	0.4107	1,6400
B_1	45.90	0.0582	35,3500
B_2	31.772	0.3283	31,8100
B_3	10.233	0.7533	9,9100
C_1	41.20	0.0465	23,4800
C_2	30.41	0.2463	19,4800
C_3	11.985	0.5860	7,0200
D_1	29.78	0.0269	5,1600
D_2	22.38	0.1254	4,6000
D3	15.10	0.2592	2,5500

La figureIII.50 donne les variations des déplacements en fonction des hauteurs des remblais du barrage.



FigIII.50: Variations des déplacements en fonction des hauteurs de remblais

$\gamma_{d\ noyau} = 17.00\ KN/m^3$; $\gamma_{d\ recharge} = 16.00\ KN/m^3$

- Variations des déplacements en fonction des densités de mise en place– Noyau du barrage

Dans le but d'analyser l'influence de la variation des densités de mise en place sur les déplacements du barrage, il a été considéré l'évolution des déplacements en fonction de la variation de la densité γ_d.

Tableau III.24:Variations des déplacements en fonction des densités de mise en place – Noyau du barrage-

Noyau	Densités de mise en place [KN/m^3]	Déplacement (cm)
A_1	20.10	51.43
	19.00	46.07
	17.00	45.67
A_2	20.10	50.1
	19.00	47.58
	17.00	44.31
A_3	20.10	18.70
	19.00	17.72
	17.00	16.35

La figure III.51 illustre les variations des déplacements en fonction de la densité γ_d pour le noyau du barrage.

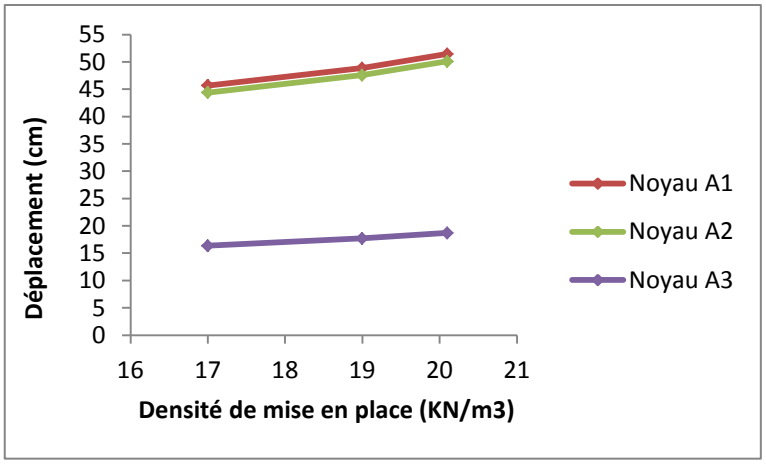


Fig III.51: Variations des déplacements en fonction des densités de mise en place– Noyau du barrage-

- **Ajustement de la loi de variation**

Les courbes de variations de la densité de mise en place en fonction des déplacements, ont permis de réaliser un ajustement selon une loi linéaire .

L'ajustement est présenté sur la figure III.52 avec l'équation de la courbe et le coefficient de corrélation.

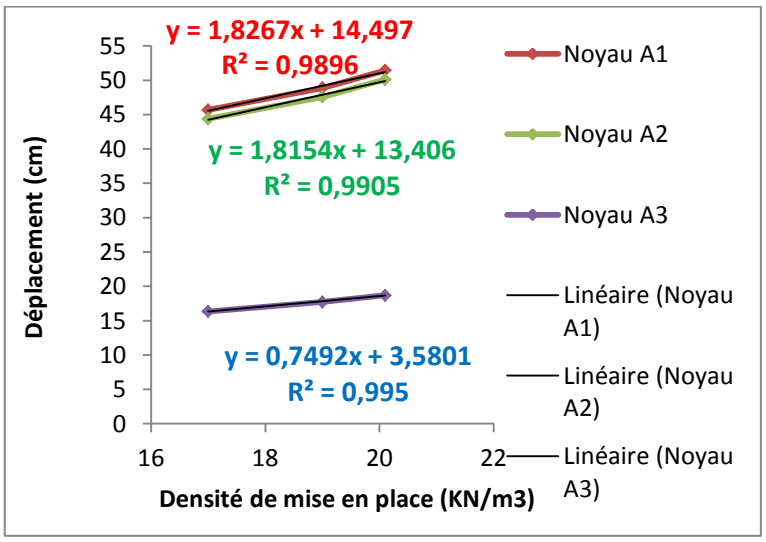


Fig III.52: Ajustement de la loi de variations des déplacements en fonction des densités de mise en place– Noyau du barrage-

VII.3 Calcul des taux de réduction des déplacements en fonction de la variation du module de déformation E

Afin de mettre en évidence l'influence évaluée de la variation du module de déformations sur les déplacements du barrage, il a été estimé (tableau III.25) les taux de réduction des déplacements en fonction de la variation des modules de déformation.

Tableau III.25: Calcul des taux de réduction des déplacements en fonction de la variation du module de déformation E

Profils	***Déplacements (cm) E = 10 MPa***	***Taux de réduction des déplacements (%) E = 15 MPa***	***Taux de réduction des déplacements (%) E = 20 MPa***	***Taux de réduction des déplacements (%) E = 25 MPa***	***Taux de réduction des déplacements (%) E = 30 MPa***
Noyau du barrage					
A1	*70.39*	*18.59*	*32.06*	*40.75*	*47.45*
A2	*64.58*	*18.86*	*31.38*	*40.44*	*47.32*
A3	*25.64*	*24.88*	*39.16*	*48.63*	*55.42*
Recharge aval du barrage					
Profils	***Déplacements (cm) E = 15 MPa***	***Taux de réduction des déplacements (%) E = 20 MPa***	***Taux de réduction des déplacements (%) E = 25 MPa***	***Taux de réduction des déplacements (%) E = 30 MPa***	***Taux de réduction des déplacements (%) E = 35 MPa***
B1	*62.54*	*19.74*	*32.62*	*41.76*	*48.63*
B2	*55.23*	*19.63*	*32.41*	*41.52*	*48.34*
B3	*15.41*	*18.82*	*31.14*	*39.91*	*46.46*
C1	*53.63*	*22.95*	*36.99*	*46.52*	*53.44*
C2	*48.98*	*22.82*	*36.81*	*46.30*	*53.21*
C3	*14.66*	*22.30*	*35.95*	*45.16*	*60.30*
D1	*15.32*	*24.80*	*39.49*	*49.22*	*56.07*
D2	*13.21*	*24.45*	*39.06*	*48.68*	*55.56*
D3	*5.93*	*23.27*	*36.76*	*44.85*	*52.27*

VII.4 Calcul des taux de réduction des déplacements en fonction de la variation des densités de mise en place γ_d

Afin de mettre en évidence l'influence évaluée de la variation du module de déformations sur les déplacements du barrage, il a été estimé (tableau III.26) les taux de réduction des déplacements en fonction de la variation des densités de mise en place.

Tableau III.26: Variation des taux de réduction des déplacements en fonction de la variation de la densité de mise en place- Noyau du barrage

Profils	**Déplacements (cm)** γ_d **= 20.1 KN/m^3**	**Taux de réduction des déplacements (%)** γ_d **= 19 KN/m^3**	**Taux de réduction des déplacements (%)** γ_d**= 17KN/m^3**
Noyau du barrage			
A1	51.43	4.97	11.2
A2	50.1	5.03	11.41
A3	18.7	5.07	12.56

VIII. INTERPRETATION DES RESULTATS DE LA MODELISATION

La modélisation engagée en fonction de la variation des deux importants paramètres qui sont le module de déformation E et la densité de mise en place γ_d ciblait l'analyse de l'influence de ces deux paramètres sur les déplacements enregistrés dans le corps du barrage. Ces déplacements donnent, indirectement, des informations qualitatives liées à l'efficacité du compactage des remblais.

Les conclusions fondamentales qui puissent être dégagées peuvent être synthétisées dans ce qui suit :

- Dans toutes les zones du barrage, les déplacements sont proportionnels aux différentes hauteurs des remblais et ce pour l'ensemble des profils.
- A travers les valeurs de déplacement évaluées, il a été constaté l'absence de déplacements différentiels significatifs entre le noyau et la recharge du barrage. Ce type de déplacements induit, souvent, des conséquences négatives.
- L'augmentation du module de déformation E est inversement proportionnelle aux déplacements calculés.

- La même tendance est enregistrée pour la variation des contraintes en fonction des hauteurs de remblais.
- Les variations des valeurs du module E induisent une influence importante sur les déplacements. En effet, pour un incrément sur le module de déformation de 20 MPa (noyau du barrage), la réduction relative moyenne des déplacements est de 47.5% et atteint un maximum de 55.5%.
- Pour la recharge du barrage, un incrément sur le module e de 15 MPa induit une réduction relative des déplacements d'environ 50% et atteint un maximum de 60% dans certaines zones du barrage.
- Les déplacements sont proportionnels aux valeurs des densités de mise en place. L'influence de la variation des densités n'est pas significative sur les variations des déplacements. En effet, les taux de réduction entre des densités allant de 20.1 KN/m^3 à 19 KN/m^{3}sont évalués, en moyenne à 5%. Les densités variant de 20.1 KN/m^3 à 17 KN/m^3 génèrent des réductions sur les déplacements de 11.50% en moyenne.

CONCLUSION GENERALE

La réalisation des remblais de barrage mérite une attention particulière à accorder aux normes, exigences et contrôle de leur compactage. De multiples paramètres influent la qualité des remblais compactés. La sécurité globale du barrage peut être compromise en cas de défaillance quantitative ou qualitative des paramètres liés au compactage des remblais. L'enjeu de sécurité devient beaucoup plus important si cette défaillance est combinée à des déformations excessives ou à des percolations d'eau importantes, non maîtrisées et / ou à des aspects liés à une érosion interne.

L'étude bibliographique élaborée a permis d'élucider l'ensemble des aspects et critères en relation avec les paramètres influençant le compactage des sols et particulièrement ceux relatifs aux remblais de barrages. Elle a consacré une part importante au contrôle de la qualité du compactage en relation avec les caractéristiques des sols mis en place et des moyens et techniques de compactage.

Cette partie du travail, et dans un souci de complémentarité, a été enrichie par l'analyse des déformations des barrages zonés avec application sur un cas réel de barrage à noyau central (barrage de SIKKAK dans la wilaya de Tlemcen). L'outil utilisé pour ces fins est la modélisation du comportement du barrage avec influence de deux paramètres importants, le module de déformation et la densité de mise en place.

Cette modélisation a été effectuée sur plusieurs variantes de variations de deux paramètres principaux à savoir :

- Module de déformabilité E des différents matériaux constituant le corps du barrage,
- Densités de mise en place des remblais avec maintien du module de déformation E.

L'évaluation de ces déformations par la modélisation est la tache essentielle dans le cadre de la présente étude. Quelque soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le comportement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Rapport-Gratuit.com

Les principales conclusions qui peuvent être déduites de ce travail sont résumées au niveau des points ci-dessous :

- Les déplacements sont proportionnels aux hauteurs des remblais et ce pour l'ensemble des profils,
- L'absence de déplacements différentiels significatifs entre le noyau et la recharge du barrage a témoigné de comportement mécanique normal du barrage.
- L'augmentation du module de déformation E est inversement proportionnelle aux déplacements et aux contraintes totales
- Les variations des valeurs du module E induisent une influence importante sur les déplacements.
- Les déplacements sont proportionnels aux valeurs des densités de mise en place. L'influence de la variation des densités n'est pas significative sur les variations des déplacements, contrairement aux variations du module de déformation E.

En guise de synthèse, le travail élaboré a permis d'analyser un phénomène capital dans le cadre du comportement des barrages zonés, et d'évaluer les déformations en relation avec les caractéristiques des matériaux et les conditions de mise en place des remblais. Des perspectives sont à lancer pour compléter ce travail par les aspects ci-dessous :

- Analyse des déformations différentielles en fonction d'importantes différences de rigidité entre le noyau et les recharges, barrages en enrochement à noyaux centraux en argile par exemple,
- Analyse de l'effet du remplissage du lac sur la variation des déformations.

La modélisation engagée en fonction de la variation des deux importants paramètres qui sont le module de déformation E et la densité de mise en place γ_d ciblait l'analyse de l'influence de ces deux paramètres sur les déplacements enregistrés dans le corps du barrage. Ces déplacements donnent, indirectement, des informations qualitatives liées à l'efficacité du compactage des remblais.

Les conclusions fondamentales qui puissent être dégagées peuvent être synthétisées dans ce qui suit :

- Dans toutes les zones du barrage, les déplacements sont proportionnels aux différentes hauteurs des remblais et ce pour l'ensemble des profils.

- A travers les valeurs de déplacement évaluées, il a été constaté l'absence de déplacements différentiels significatifs entre le noyau et la recharge du barrage. Ce type de déplacements induit, souvent, des conséquences négatives.
- L'augmentation du module de déformation E est inversement proportionnelle aux déplacements calculés.
- La même tendance est enregistrée pour la variation des contraintes en fonction des hauteurs de remblais.
- Les variations des valeurs du module E induisent une influence importante sur les déplacements. En effet, pour un incrément sur le module de déformation de 20 MPa (noyau du barrage), la réduction relative moyenne des déplacements est de 47.5% et atteint un maximum de 55.5%.
- Pour la recharge du barrage, un incrément sur le module e de 15 MPa induit une réduction relative des déplacements d'environ 50% et atteint un maximum de 60% dans certaines zones du barrage.
- Les déplacements sont proportionnels aux valeurs des densités de mise en place. L'influence de la variation des densités n'est pas significative sur les variations des déplacements. En effet, les taux de réduction entre des densités allant de 20.1 KN/m^3 à 19 KN/m^{3}sont évalués, en moyenne à 5%. Les densités variant de 20.1 KN/m^3 à 17 KN/m^{3}génèrent des réductions sur les déplacements de 11.50% en moyenne.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

BIBLIOGRAPHIE

F. AIT AHMED." l'effet de compactage sur le comportement sismique des barrages en terre**"**. mémoire de magistére. : université Boumerdes algerie , 2011.

G. ARQUIE. "Théorie générale de l'influence de la teneur en eau sur les résultats du compactage**",** BLPC. p. 61- 62. Vol. 179

G.ARQUIE, G.MOREL." le compactage", p 321. 1988.

BIAREZ. LA PRATIQUE DU COMPACTAGE" compte rendu, 1974.

BOUYGE Bernard. "ETUDE DU COMPOTEMENT DES CORPS DE REMBLAIS", BLPC 64. p. 145 - 148.1973

CASTAN." mise en oeuvre des sols". 1989.

DEGOUTTE."PETIT BARRAGE : recommendation pour la conception, la réalisation et suivi", cemagref edition, 2002.

P L.Dellieu," les barrages :conception et maintenance". ENTPE : press universitaire de lyon, 2000. p. 184 185.

A. Djedid et A.Bekkouche et Z.Benyelles, "introduction a la mecanique des sols. 1" : dpartement de genie civil, université tlemcen (algerie) , 1998. p. 5.

A. EMMANUEL et al."Barrages en remblai". paris : Cemagref, 2002. p. 53.

P. GUILBAULT,"compactage et deccompactage" article. : CHAMBRE D'AGRICULTURE GIRONDE, 2007. Vol. 6.

D. IALY RADIO et M.TERKI HSAINE . "contribution à l'étude du compactage au laboratoire" mémoire. université abou bakr belkaid, tlemcen (algerie),1990.

J. Lérau. "cours en genie civil chapitre 3 compactage des sols": INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE TOULOUSE, 2006.

MAURICE CASSAN, "les essais in situ en mécanique des sols : applications et méthode de calcul", tome II, Edition EYROLLES, PARIS, p 302 - 305,1978.

ROUISSET .N, "Approche méthodologique du suivi de comportement des barrages en remblai", Mémoire de magistère, 2007

SCHLEISS. A. J, ET POUGATSCH. H." LES BARRAGES : Du projet àla mise en service". Lausanne : preess polythecniques et universitaires romandes, 2011. p. 485- 486. Vol. 17.

TECSULT, monographie du barrage AIN YOUCEF, volume 1, "texte et figure".2005

H.VARLET, "Barrages, Réservoirs : barrages en terre et en enrochements. paris : Eyrolles, 1966. p. 36 -58. tome III.