



Université Hadj lakhdar –Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département d'Hydraulique

Mémoire de Magister en Hydraulique
Option : Hydraulique numérique et environnement

Présenté par
KERKOURI ALI

Pour obtenir le diplôme de Magister en Hydraulique Numérique et environnement

Thème :
**ANALYSE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU BARRAGE DE KOUDIET EL
M'DOUAR SOUS SOLLICITATIONS SISMIQUES**

Sous la direction du Dr FOURAR ALI
Mémoire soutenu le 06/12/2011.....

Devant le jury composé de :

Jury	Grade	Affiliation	Qualité
LAHBARI NOUREDINE.....	M.C	U de Batna.	Président
FOURAR ALI	MC	U de Batna	Rapporteur
KADID ABDELKRIM	MC ...	U de Batna .	Examineur
GUETTALA ABDELHAMID	PR ...	U de Biskra .	Examineur

Remerciements

« Je remercie en premier dieu pour tout .

*Je remercie en second mes parents , qui ont sacrifiés leur vie pour
notre bien.*

*En fin , mes sincères reconnaissances et gratitudes à tout mes
enseignants , et en particulier le directeur de ce mémoire Dr.Fourar
Ali, pour ces nombreux conseils, et sa disponibilité.*

*Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir
accepter d'examiner mon travail. »*

Dédicaces

« Je dédie ce modeste travail :

*A toute la famille, ma femme, mes enfants, mes frères et
mes sœurs, à tous les amis et proches et à tout personne
ayant contribué à ce travail de près et de loin. »*

Résumé

Ce mémoire porte sur l'analyse du comportement sismique des barrages en terre.

L'analyse a été effectuée en utilisant la méthode de calcul numérique en éléments finis, avec une approche en contraintes effectives et une analyse couplée (en traitant le sol comme un milieu biphasique (eau-sol)). Le comportement du sol est décrit selon le critère de Mohr-Coulomb.

Une méthode numérique ainsi qu'une procédure d'analyse sont présentées dans cette étude. La réponse sismique d'un barrage en terre à noyau d'argile a été évaluée. Un accent particulier est mis sur le calcul des contraintes, les déplacements et les déformations ainsi que surpressions interstitielles enregistrées durant la sollicitation sismique.

Il a été montré que la simulation numérique est en mesure de mettre en évidence les aspects fondamentaux des processus de déplacements et de déformations subis par la structure du barrage et de produire des résultats préliminaires pour l'évaluation du comportement sismique de l'ouvrage.

L'analyse est effectuée en utilisant le logiciel industriel PLAXIS.

Mots clés : Pression interstitielle – contraintes- déplacements- déformations – Barrage en terre – Analyse sismique – critère de Mohr-Coulomb – Méthode de calcul en éléments finis.

ABSTRACT

This thesis focuses on the analysis of seismic behavior of earth dams. This analysis was performed using the numerical method of finite elements, with an approach and an effective stress coupled analysis (treating the soil as a biphasic medium (water-soil)). The soil behavior is described by the Mohr-Coulomb criterion.

A numerical method and a procedure of analysis are presented in this study. The seismic response of an earth dam with clay core was evaluated. Particular emphasis is placed on the calculation of stresses, displacements and deformations and pore pressures recorded during the seismic shaking.

It was shown that numerical simulation is even able to highlight the fundamental aspects of the processes of displacement and strain experienced by the dam structure and produce preliminary results for the evaluation of seismic behavior of structure.

The analysis is performed using the software industrial PLAXIS.

Keywords: Pore pressure - stress-strain-displacement - Earthen Dam - Seismic analysis - Mohr-Coulomb criterion - Calculation method in finite elements.

Table des matière

Introduction Générale	13
Chapitre I : Aspects bibliographiques	16
I-1 .Caractéristiques principales du barrage	17
I-2.profil général du barrage	19
I-3.Dispositifs de protection contre les effets de l'eau	21
I-4.Cas d'étude	24
Chapitre II: Lois décrivant le comportement des sols et critère de Mohr-Coulomb	31
II-1. Etude élémentaire du comportement des sols à partir des observations.....	32
II-2.Critères d'élastoplasticité en géomécanique	40
Chapitre III : Modélisation du problème	47
III-1. coefficient de securité	48
III-2. Etude du champ géostatique.....	53
III-3. Caractérisation du mouvement sismique.....	54
III-4. Calcul des contraintes dues aux mouvements sismiques.....	57
Chapitre IV : Résolution numérique des équations de base :	61
IV -1. Elasticité plane isotrope.....	62
IV -2. Présentation de la discrétisation.....	63
IV -3. Intégration implicite du modèle différentielle de plasticité.....	67
IV -4.Procédure d'itération globale.....	67
IV -5. Théorie de l'écoulement des eaux souterraines.....	68
IV -6. Théorie de consolidation.....	70
IV -7.Résolution de l'équation du mouvement sous vibrations sismiques.....	74
IV -8. Calcul des contraintes de cisaillement dues aux mouvements sismiques	75
Chapitre V Analyse du comportement dynamique du barrage en terre	78
V -1. Informations générales	79
V -2. Géométrie et stratification de la structure avec des nœuds signifiants.....	79
V -3.Matériaux des différentes couches et les paramètres associés.....	80
V -4. Maillage.....	82
V - 5. Phases de calcul...	83
V -6.Résultats et interprétations.....	83
Conclusion générale	101
Organigramme de résolution du problème	103
Références bibliographiques	104

Liste des figures

Chapitre I

I -1 . Barrage homogène.....	17
I -2.a. Barrage à noyau central	18
I -2.b .Barrage à zones et à noyau.....	18
I -3 Barrage à masque amont	18
I -4 Shéma de répartition des tranches dans la retenue	19
I -5 .Granulométrie d'un filtre.....	22
I -6.Drain tapis filtrant.....	22
I -7.Drain vertical	23
I -8.Localisation du barrage de Koudiat Médaour	24
I -9.Coupe type du barrage principal.....	26

Chapitre II

II -1. Shéma de principe de la cellule triaxiale.....	32
II -2.Courbe contraintes-déformations dans un essai triaxial	33
II -3.Essai triaxial : cycle de charge-décharge	34
II -4.Comparaison entre essai drainé et non drainé	34
II -5. Comparaison entre diagrammes contraintes-déformations dans le cas des sols lache et dans le cas des sols denses	35
II -6.Effet des contraintes interstitielles sur le palier du diagramme contraintes déformations.....	35
II -7. Effet des contraintes interstitielles sur le palier du diagramme contraintes déformations	36
II-8. Essai triaxial non drainé sur matériaux denses et laches	37
II -9. Essai cyclique drainé.....	38
II -10. Variations de volume sous chargements cycliques.....	38
II -11. Essais cycliques non drainés.....	39
II -12. variations temporelles de : déviateur,déformation axiale,et pressions interstitielles sous charges cycliques.....	39
II -13. Essai de liquéfaction sur sable.....	40

II -14. Shéma de principe de l'oedomètre.....	40
II -15. Le compotrement des matériaux sous charges axiales	41
II -16. Courbe intrinsèque de Caquot.....	43
II -17. Courbe illustrant le critère de Mohr-Coulomb.....	44
II -18. Surface limite qui décrit le critère de plasticité.....	45
II -19. Critère de Mohr-Coulomb.....	46

Chapitre III

III -1. Moments moteurs et moments mobilisables dans un talus.....	48
III -2. Contraintes principales et le cercle de Mohr.....	49
III -3. Efforts appliqués sur chaque tranches	51
III -4. Allure d'un accélérogramme.....	55

Chapitre IV

IV -1. Coordonnées locales des 6 nœuds des éléments finis ayant une forme triangulaire	64
IV -2. Fonction de réduction du coefficient de perméabilité	69

Chapitre V

V -1 Géométrie et nœuds signifiants	79
V -2. Numérotation des couches	80
V -3. Maillage à 6 noeuds.....	82
V -4. Déplacements sous l'effet du poids propre des matériaux et le coefficient de sécurité.....	84
V - 5 Ligne de saturation.....	84
V -6. Déplacements sous l'effet du poids propre des matériaux et sous les efforts hydrostatiques et le coefficient de sécurité	85
V -7-déplacements dus aux consolidations	85
V -8 Pressions interstitielles actives.....	85
V -9- Contraintes effectives	86
V -10- Caractérisation de la secousse sismique (accélérogramme de calcul)	87
V -11a. Déplacements totaux	87

V -11b.Diagramme des déplacements selon une section verticale	88
V -11C.Diagramme des déplacements selon une section horizontale	88
V -12.Intensité des accélérations instantanées au point A	89
V -13.Intensité des accélérations horizontales instantanées au point A	89
V -14.Intensité des accélérations verticales instantanées au point A	90
V -15.Intensité des accélérations -déplacements au point A	90
V -16.Déplacements horizontaux – accélérations horizontales au point A	91
V -17.Déplacements verticaux – accélérations horizontales au point A	91
V -18.Déplacements verticaux – accélérations verticales au point A	92
V -19.Déplacements horizontaux – accélérations verticales au point A	92
V -20. Accélérations maximales dans les différentes zones du barrage	93
V -21. Accélérations verticales dans les différentes zones du barrage	93
V -22. Accélérations horizontales dans les différentes zones du barrage	94
V -23. Contraintes effectives	94
V -24. Contraintes effectives horizontales.....	95
V -25. Contraintes effectives verticales	95
V -26. Contraintes effectives de cisaillement.....	96
V -27. Diagramme des contraintes effectives de cisaillement selon une section verticale.....	96
V -28- Zones à l'état plastique et les zones dans un état qui ne dépasse pas les frontières décrites à travers le modèle de Mohr-Coulomb	97
V -29. Diagramme des contraintes effectives normales selon une section verticale	97
V -30. Pressions interstitielles actives-temps...	98
V -31. Accélérations horizontales	98
V -32. Intensité des accélérations -Pressions interstitielles actives.....	99
V -33. Accélérations verticales -Pressions interstitielles actives...	99
V -34. Déplacements horizontaux – Pressions interstitielles actives	100
V -35 Déplacements verticaux – Pressions interstitielles actives	100

Table des tableaux

Chapitre I

Tableau I-1 Hydrométrie	28
Tableau I-2 Pluviométrie	29
Tableau I-3 Débits maximums dans la section de KOUDIAT MEDAOUR	29
Tableau I-4 Caractéristiques physiques des matériaux de construction	30

Chapitre IV

Tableau IV-1 positions des points du sommets du triangle et les coefficients poids associés	66
--	----

Chapitre V

Tableau IV.1 Unités	79
Tableau IV.2 Dimensions du modèle	79
Tableau IV.3 Modèle	79
Tableau IV.4 Désignations des couches et les paramètres associés	80
IV.4 Nombre et type d'éléments et type d'intégration	82

Liste des abréviations

Lettres latines

Symboles	Description
a	Accélération
U	Matrice des déplacements
\dot{U}	Vecteur vitesse (dérivé des déplacements par rapport au temps)
H	Hauteur des ondes
km	Kilomètre
m	mètre
F	Fetch
R	Revanche
g	pesanteur
L	Largeur du barrage
D_{xx}	Dimensions des grains du sable qui correspondent au point d'ordonnée % sur la courbe granulométrique
NN	Niveau normal
Q	Débits
w	Teneur en eau
OPN	Optimum proctor normal
N	Effort normal
S	Surface de la section
q	déviateur
p	pression
C.D	Essai consolidé drainé
C.U	Essai consolidé non drainé
U.U	Essai non consolidé non drainé
C	Degré de compacité
kN	Kilo Newton
E	Module de Young ou matrice d'élasticité

c	Cohésion
c	célérité
F_s	Coefficient de sécurité
y	Profondeur
l	Longueur d'une colonne
i	Gradient hydraulique
k	Coefficient de perméabilité
q	Vecteur vitesse du fluide
f_c	Fréquence dominante
V	Vitesse de déplacement
$[M]$	Matrice de masse
$[C]$	Matrice d'amortissement
$[K]$	Matrice de rigidité
$\{F(t)\}$	Vecteur force ou vecteur charge
c_p	Vitesse d'onde de compression
c_s	Vitesse d'onde de cisaillement
G	Module de cisaillement
E_{Oed}	Module œdométrique
t_r	Réponse temporaire
t	Force de traction
N	Fonction de forme
d	déplacement
K_w	Module de compressibilité de l'eau
$K_{squelette}$	Module de compressibilité des solides

Lettres grecques

Symboles	Description
ε	déformation
(ou ρ)	Poids volumique du sol
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_d	Poids volumique du sol sec
ν	Coefficient de poisson
φ	Angle de frottement interne
Φ	Charge hydraulique
γ'	Poids volumique déjaugé
ξ, η	Coordonnées locales de l'élément fini
σ	Contrainte totale
σ'	Contrainte effective
τ	Contrainte de cisaillement
τ	Temps d'incrémentation
$\dot{\varepsilon}$	L'incrément de déformation
τ_{pic} OU τ_{max}	Contrainte de cisaillement maximale
ψ	Angle de dilatance
β	Angle du talus
σ_n	Contrainte normale

Introduction Générale

Les séismes, sont des phénomènes complexes et dangereux. Au cours de ce dernier siècle, leurs nombres se sont multipliés, et leurs conséquences se sont avérées dramatiques. L'Algérie étant l'un des pays qui se trouve être potentiellement concerné par ce problème, cherche à améliorer la conception de ces ouvrages pour réduire autant que possible des impacts de ces séismes.

Les barrages exigent toujours une grande fiabilité en matière de sécurité, tant en régime statique, qu'en régime dynamique. De nombreux chercheurs se sont particulièrement penché sur l'étude du comportement dynamique des structures en remblai en générale, et les barrages en terre en particulier parce que plus des trois-quarts des barrages du monde sont en remblai, dans le but de dégager des méthodes de calcul dynamique plus appropriées.

L'analyse dynamique des barrages en terre, est en pratique synonyme de l'analyse de leur comportement sismique. D'importants progrès, impliquant à la fois une meilleure évaluation du risque sismique, et une détermination expérimentale des propriétés dynamiques des matériaux de l'ouvrage et de sa fondation, ont été réalisés dans le domaine des études sismiques des barrages. À l'origine, le développement de la sécurité des barrages soumis à des tremblements de terre a été fortement influencé par l'approche parasismique et les méthodes d'analyse dynamique développée notamment pour l'industrie nucléaire à la fin des années 60 et 70.

Jusqu'à une date récente, les barrages étaient conçus pour résister aux tremblements de terre à travers l'utilisation d'une approche pseudo-statique dont l'origine remonte aux années 30.

Pour les barrages en remblai, les calculs classiques de stabilité des talus étaient effectués, en tenant en compte des forces d'inertie statiques équivalentes de la masse glissante. Cependant, cette méthode s'est avérée insuffisante, car elle ne peut quantifier les effets induits par des séismes sur les barrages.

Plus tard, lorsqu'un nombre important de barrages fut sérieusement endommagé sous l'action des séismes, des développements importants relatifs à la définition du comportement cyclique des sols et la réponse de l'ouvrage ont pu voir le jour.

Il convient de signaler à cette occasion que parmi les méthodes de modélisation de la

réponse des matériaux soumis à une sollicitation sismique qui sont plus applicables à l'heure actuelle on cite à juste titre, la méthode de Newmark dont la résolution peut être obtenue par l'utilisation de la méthode numérique des différences finies.

En général, pour les barrages en terre un calcul bidimensionnel par éléments finis est suffisant comme ce fut le cas pour le barrage de Koudiat Medouar.

Les sollicitations peuvent être admises parallèles aux axes principaux de l'ouvrage. Les calculs par éléments finis sont basés sur une division de la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par des nœuds. Les déplacements sont introduits comme inconnues aux différents nœuds. Ils sont calculés à l'aide des conditions d'équilibre et des lois de comportement des matériaux en chaque nœud. Les contraintes et les déformations des éléments résultent des déplacements dans les nœuds.

Lors d'une secousse sismique, les pressions interstitielles qui se développent dans le corps du barrage n'ont généralement pas le temps de se dissiper conduisant ainsi à des ruptures partielles ou totales. En effet pendant le séisme, l'état des contraintes sismiques vient se superposer à l'état des contraintes statiques générant en conséquence une augmentation de la pression interstitielle qui tendrait à réduire, voire à annihiler la résistance au cisaillement des matériaux constituant le barrage.

Dans cette perspective, le but de notre travail est l'analyse dynamique du comportement du barrage de Koudiat Medouar sous sollicitations sismiques .

En premier chapitre de l'étude, nous avons à traiter de la conception des barrages en terre, de leurs caractéristiques générales ainsi que des différentes dispositions de protection contre les effets de l'eau.

Dans le second chapitre, on fera le rappel de quelques notions générales sur les lois de comportement des sols compte tenu du critère de Mohr-Coulomb.

Le troisième chapitre sera consacré à la modélisation du comportement dynamique du barrage sous sollicitations sismiques. Nous présenterons les principales équations d'évaluation de la stabilité, de la résistance et des déformations des barrages en terre.

Le quatrième chapitre, a pour objet le traitement des méthodes de résolution des équations de base par les schémas aux différences finies et aux éléments finis compatibles avec le code de calcul qui sera utilisé en l'occurrence PLAXIS.

Dans le cinquième chapitre, pour mieux décrire le comportement sismique d'un barrage en terre, nous produirons un exemple simple d'un barrage en terre dont les propriétés dynamiques des matériaux utilisées seront définies en fonction des données disponibles.

Chapitre I

Aspects bibliographiques

Chapitre I

Aspects bibliographiques

Mis à part les organes annexes des barrages ; ce chapitre est consacré essentiellement aux caractéristiques principales des barrages en terre notamment les différentes dispositions constructives et spécifiquement le cas étudié qui est le barrage en terre de koudiat-medaour.

I-1 .Caractéristiques principales :

Le profil en travers a une forme de trapèze (figure I-1). La largeur de la base est déterminée à base de la pente des talus des parements qui est comprise entre 3 /1 et 1,5 /1. Cette pente est souvent plus faible à la base de l'ouvrage.

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre : le barrage homogène, le barrage à noyau étanche et le barrage à masque amont.

a-Barrage homogène :

Est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du battillage dans sa partie amont (voir figure I-1).

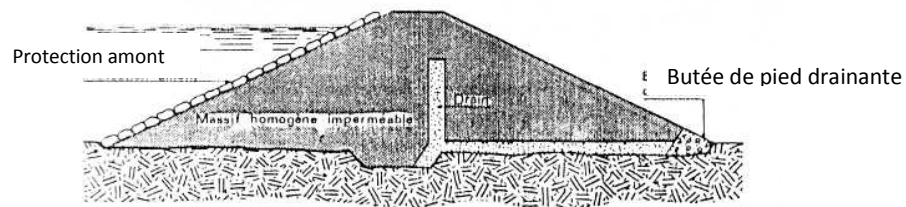


Figure I -1 Barrage homogène

b- barrage à noyau étanche :

Ce barrage est un massif qui est constitué de plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent , selon le rôle que doit jouer chaque zone .

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux qui pourra être placé en amont du barrage (voir figure I-2-a) ou au centre de celui-ci (figure I-2-b).

Le noyau étanche est maintenu par des recharges en amont et en aval du noyaux qui sont constituées par des matériaux plus grossiers et relativement perméables, qui assureront la stabilité mécanique du barrage d'un coté et de protéger le noyau contre les agressions extérieures.

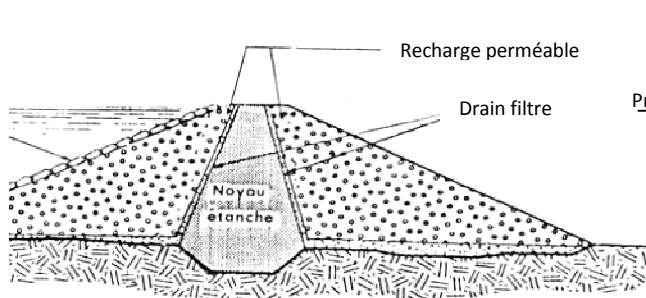


Figure I-2 b Barrage à noyau central

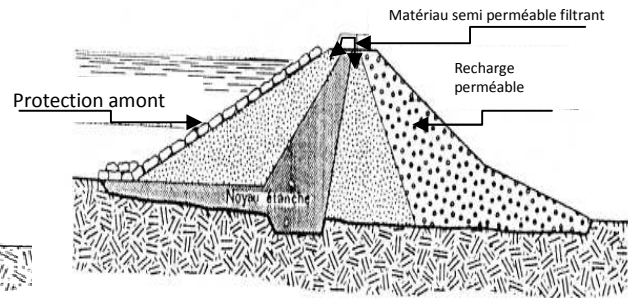


Figure I-2a Barrage à zones et à noyau amont

L'étanchéité de ce genre des barrages doit être éventuellement prolongée dans leurs fondations soit par ancrage du noyau, soit en réalisant au dessous du noyau une coupure étanche telle qu'une paroi moulée, un rideau d'injection, etc. (figure I-2-a & I-2b).

Quand il s'agit de la discontinuité importante de la granularité des matériaux constituant les différentes zones adjacentes, il ya lieu d'interposer une couche filtrante de transition entre zones.

c-Barrage à masque amont :

S'il existe des difficultés à réaliser un barrage à noyau étanche, on peut choisir le barrage à masque amont étanche ; ce masque repose en général sur une couche d'éléments fins drainants protégée par une couche constituée par des matériaux plus grossiers (figure I-3)

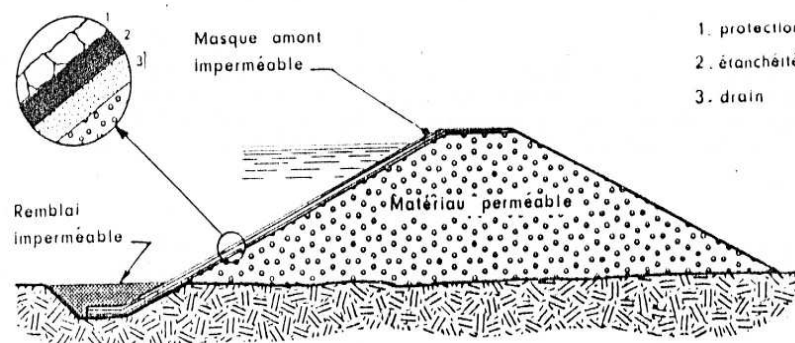


Figure I-3 Barrage à masque amont

Le masque amont est une paroi étanche en béton de ciment ou bitumineux, chapes préfabriquées, membranes souples etc., plaquée sur le talus amont du barrage et prolongée par une coupure étanche dans les fondations du barrage.

Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, mais par contre il est plus exposé aux agressions extérieures et il est par conséquent plus fragile que le noyau interne .

I-2. profil général du barrage :

Le profil du barrage est défini par : sa hauteur, sa largeur en crête et la pente des talus du barrage .

a-Hauteur du barrage :

La hauteur totale du barrage est égale à la hauteur normale de retenue des eaux majorée de la charge maximale au dessus du seuil du déversoir de crues et de la revanche (figure I-4).

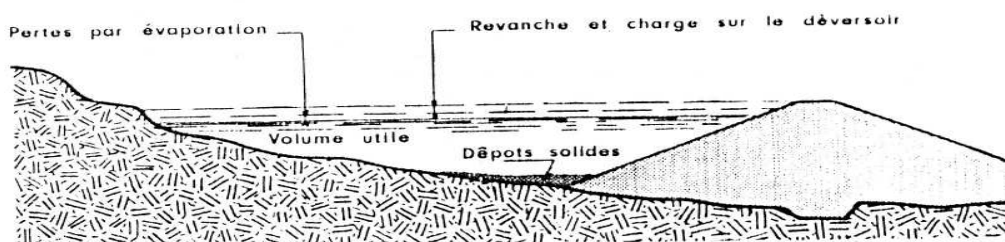


Figure I -4 Schéma de répartition des tranches dans la retenue

Niveau normal de retenue :

Ce niveau est calculé compte tenu de la capacité utile à stocker, de la tranche morte éventuellement prévue au fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

Niveau des plus hautes eaux :

Est le niveau normal de retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue.

Revanche :

Est une tranche comprise entre la cote des plus hautes eaux et la crête du barrage. Pour la déterminer on doit tenir compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau, de la projection des eaux vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celle-ci rencontrent le barrage .

Il existe des formules empiriques qui permettent d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau ou (fetch) et de la vitesse du vent. On peut écrire la formule de

Stevenson :
$$H = 0,76 + 0,032\sqrt{VF} - 0,$$

H : est la hauteur des vagues en m

V : vitesse du vent en Km/h

F : fetch en Km

La revanche R est calculée soit par :

Une formule approximative :

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g} \quad (I - 2)$$

Sachant que :

V : est la vitesse de propagation des ondes évaluée approximativement par la formule de Gaillard :

$$V = 1,5 + 2H \quad (I - 3)$$

g : est la pesanteur en m/s^2

ou par une formule simplifiée :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad (I - 4)$$

La revanche doit en outre permettre de compenser le tassement du barrage après sa réalisation.

b-Largeur en crête du barrage :

la largeur en crête d'un barrage en terre doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

Pratiquement la largeur en crête d'un barrage en terre n'est jamais inférieure à 3m. Pour les ouvrages de hauteur supérieure à 9 m, on adopte souvent une largeur égale à 1/3 de la hauteur. Parfois on calcule également la largeur en crête L par les formules :

$$L = 1,65\sqrt{H} \quad (I - 5)$$

Ou

$$L = 3,6\sqrt[3]{H} - 3 \quad (I - 6)$$

L : en m, H étant la hauteur du barrage exprimée en m.

c-Pente des talus :

La pente des talus des barrages en terre est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations .

I-3.Dispositifs de protection contre les effets de l'eau:

I-3-1.Drains et filtres :

a.-Rôle des drains :

Un drain est un organe destiné à évacuer les eaux provenant d'une filtration à travers un massif ou d'un ressuyage

Un filtre est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Filtres et drains sont le plus souvent associés, le filtre peut jouer lui-même le rôle de drain surtout dans les petits ouvrages.

b- Constitution des drains et filtres :

Les drains sont constitués, soit de graviers perméables, soit de tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé également entourés d'une couche de gravier.

Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométrie de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées. Dans un filtre, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau.

Un filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments, ni se colmater.

Il est conseillé pour cela d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité est supérieur

à 2. Sachant que : d_{60} : est la dimension des grains du sable qui correspondent au point d'ordonnée 60 % sur la courbe granulométrique.

On définit ainsi en fonction de la granulométrie à protéger un fuseau dans lequel doit s'inscrire la courbe granulométrique du filtre (figure I-5)

La courbe granulométrique du matériau constituant chaque couche du filtre doit être à peu près parallèle à celle du matériau de la couche précédente.

L'épaisseur de chaque couche doit être au moins de 20 à 30 cm et en tout cas supérieure ou égale à 50 fois le diamètre d_{60} .

Enfin il est de plus en plus courant de remplacer les filtres dont la pose est très délicate et coûteuse par des membranes synthétiques connues sous le nom de « non-tissé » ; elles sont

faciles à poser et inaltérables ; par contre, un usage sans discernement peut conduire à un mauvais fonctionnement des drains par suite d'un colmatage de la membrane.

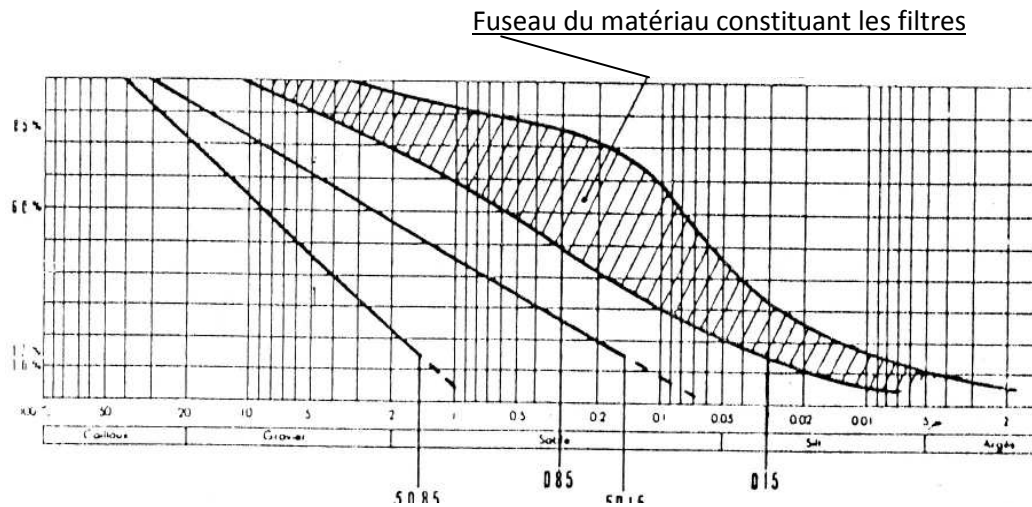


Figure I-5 Granulométrie d'un filtre

C- Disposition des drains et des filtres dans un barrage en terre :

Drain tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, (figure I-6a).

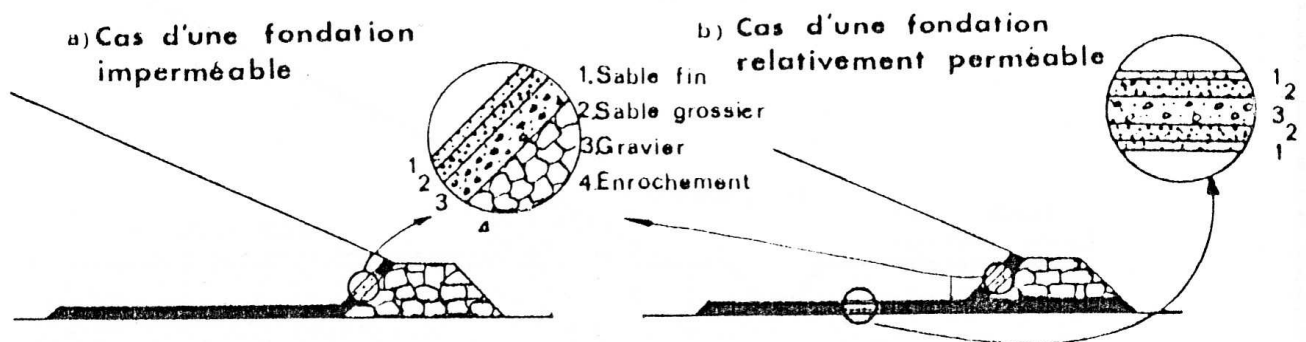


Figure I-6 Drain tapis filtrant

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

Lorsque la fondation n'est pas complètement imperméable, ce drain interceptera également les infiltrations à travers la fondation. Il doit être alors protégé contre l'entraînement des éléments fins de la fondation par un filtre inversé (figure I-6b).

Le drain tapis filtrant est efficace dans la mesure où la perméabilité du massif est isotrope. Très souvent, du fait de la technique d'exécution des barrages en terre qui consiste à compacter la terre par couches horizontales, il existe une anisotropie assez forte du barrage. De ce fait le drain tapis est souvent inefficace.

Drain vertical :

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Un tel drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 1m en matériau grossier dont la granularité est choisie de manière à ce que les conditions de filtre sont respectées (figure I-7).

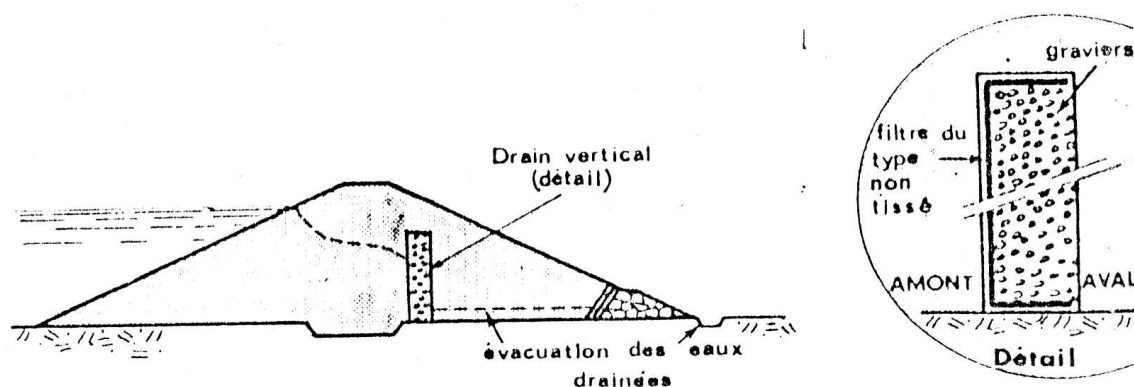


Figure I -7 Drain vertical

Puits filtrants :

Des puits filtrants de décompression peuvent être nécessaires pour assurer le drainage des fondations et éliminer les sous pressions dans la zone du talus aval du barrage, lorsque les fondations sont relativement perméables mais hétérogènes. Ce cas est fréquent, les dépôts alluvionnaires étant souvent formés de lentilles ou de couches alternées d'argile, de limons, de sables, de graviers.

Les puits remblavés en matériau filtrant analogue à ceux d'un drain vertical débouchent dans un drain tapis sous le talus aval du barrage et à l'aval de celui-ci.

I-4. Cas d'étude :

I-4-1. Localisation est accès:

Le barrage de Koudiat Médaour se trouve sur l'oued Réboa, à une distance de 7 km environ au nord-est de la ville de Timgad et à 35 km environ à l'est de la ville de Batna.

L'accès au barrage se fait par la route entre Timgad et Chemmora. Cette route est une ramification de la route entre Batna et Khenchela et accompagne l'oued Réboa vers Chemmora, Batna se trouve à 340 km à vol d'oiseau du port d'Alger, à 125 km de Sétif et à 100 km de Constantine. (voir figure 1-8). L'altitude de la vallée au site du barrage est d'environ de 955 m.

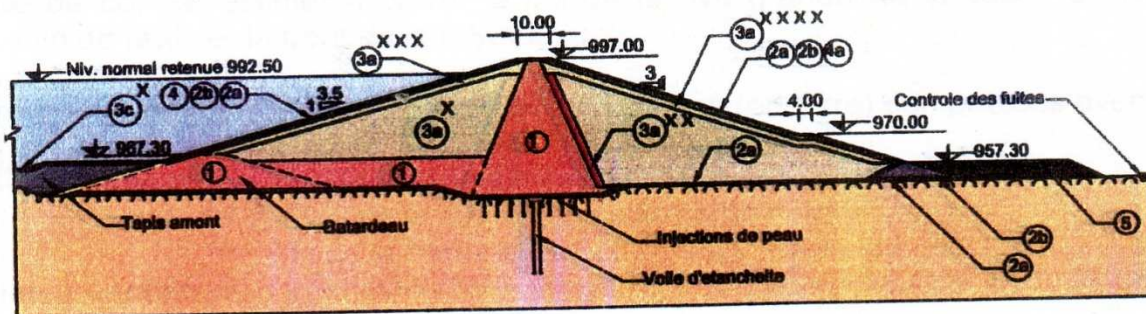


Figure I -8 Localisation du barrage

b- Une vidange de fond située à la base de la rive droite, constituée d'une large galerie en béton armé qui traverse le barrage et la chambre des vannes. La galerie fonctionne pendant l'exécution des travaux comme galerie de dérivation. Les caractéristiques de la vidange de fond sont :

- Longueur totale 324,50 m
- Longueur de la galerie 222,00 m

BARRAGE PRINCIPAL - COUPE TYPE



NOMENCLATURE DES MATERIAUX

- | | | | |
|-------------------|---|-------------------|---|
| 1 | Noyau en argile | 3a ^{ext} | Remblai en terre (enveloppe de la recharge aval) |
| 2a | Filtre fin | 3c ^{ext} | Enrochements (rip-rap amont) - matériaux provenant des excavations utiles |
| 2b | Filtre grossier | 4a | Enrochements (protection aval) |
| 3a ^{int} | Remblai en terre (recharge amont) | 5 | Enrochements |
| 3a ^{ext} | Remblai en terre (recharge aval) | | |
| 3a ^{ext} | Remblai en terre (enveloppe de la recharge amont) | | |

Barrage principale - Coupe géologique longitudinale

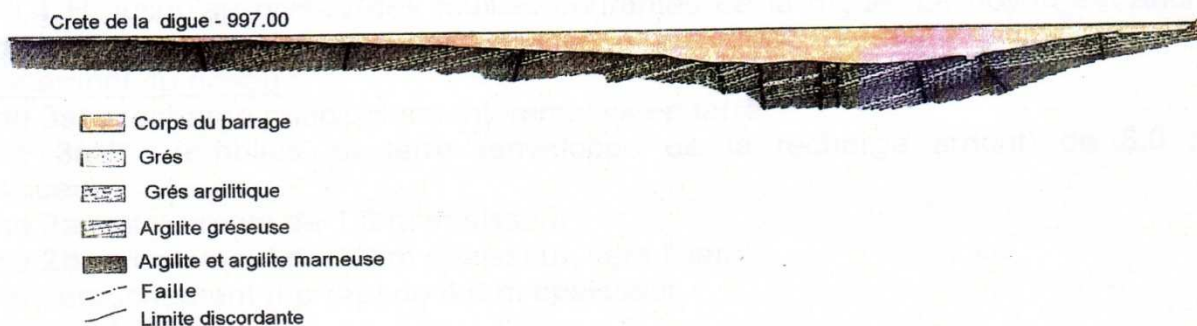


Figure I -9

- Dimensions de la galerie :

- Hauteur 8,80 m

- Largeur 9,80 m

- Pente longitudinale 0,9%

- Capacité d'évacuation 2 x 80

c- Une chambre des vannes en tete amont de la galerie de dérivation et vidange de fond, équipée avec des vannes type Wagon.

d- Une tour de prise est située en rive droite, à la cote de la chambre des vannes de la vidange ,vers l'évacuateur des crues.

1-4-3. Etude hydrologique du site :

Le dimensionnement du volume du réservoir et des éléments hydrauliques de décharge et de dérivation a été choisis sur la base des études hydrologiques qui tiennent compte :

a-Bassin versant :

Le bassin versant de l'oued de CHEMORAH jusqu'à la section du barrage a une surface de 590

L'oued de CHEMORAH dont la direction d'écoulement est de sud-est vers le nord-est est constitué de deux cours d'eau principaux, l'oued de REBOA et l'oued de SOULTEZ.

Le bassin est caractérisé par une grande dissymétrie entre la partie superieure constituée de montagnes jusqu'à 2300 m et la partie aval qui est une vaste plaine à cotes au dessous de 1000 m. L'oued de REBOA draine toute la partie sud du bassin. Il résulte de la carte lithologique que dans la partie supérieure du bassin il ya des calcaires du Miocène, des marnes et des grès.

A l'ouest du bassin (l'oued de SOULTEZ), il ya des marnes gréseuses du miocène.

La végétation est formée d'arbustes et buissons couvrant le sud et le sud-ouest du bassin.

b-Appports liquides:

b-1. Hydrométrie :

Dans le bassin de l'oued de CHEMORA, il ya 3 stations hydrométriques installées, dont la corrélation des débits (annuels moyens) entre eux a donnée les résultats enregistrés au tableau I-1 :

Tableau I-1

Probabilité		Débits	Apports
<i>P</i> %	Années	<i>Q</i> ()	<i>H</i> ()
0,1	1000	3,03	95,55
1	100	2,93	92,40
5	20	2,10	66,22
10	10	1,73	54,55
20	5	1,33	41,94
30	3	1,09	34,37
40	2,5	0,9	28,38
50	2	0,76	23,97
60	2,5	0,61	19,24
70	3	0,49	15,45
80	5	0,37	11,67
90	10	0,24	7,57
95	20	0,16	5,04
97	30	0,12	3,78
99	100	0,07	2,21
99,9	1000	0,03	0,95

b-2. Pluviométrie :

On présente dans le tableau ci-dessous (tableau I-2) la répartition mensuelle des précipitations dans la section de KOUDIAT MEDAOUR calculée en pourcentage (par rapport à la valeur moyenne de 355 mm obtenue par la méthode de THIESSEN).

Tableau I-2

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
<i>P%</i>	12,5	10,1	9,5	7,5	7,1	9,2	11,7	12,4	9,8	5,5	1,3	3

b-3. Evaporation du plan d'eau :

L'évaporation annuelle moyenne calculée est 1560 mm.

c-Apports solides:

Les transports solides en suspension sont environ de 340. tonnes /an, auxquels il faut ajouter les transports solides par charriage de fond qui représentent 10% des solides en suspension, soit au total un apport solide de ,

soit un volume des solides , pour une densité moyenne des solides de 1,5 t/

d-Etude des crues :

Les valeurs suivantes (tableau1-3) des débits maximums dans la section KOUDIAT MEDAOUR sont:

Tableau I-3

<i>P%₀</i>	0,01	0, 1	1	5	10
<i>Q ()</i>	2256	1480	875	520	395

I-4.4 .Matériaux de construction et mise en œuvre :

On se limite aux matériaux pour remblais du barrage principal. Le remblai comme il est indiqué sur la figure I-9 est formé par trois zones principales, qui sont :

- Noyau en argile étanche
- Recharge amont en argile d'étanchéité
- Recharge aval en sol alluvionnaire

Dont les caractéristiques physiques mentionnées au tableau I-4 sont telles que :

L'humidité est définie ainsi :

Le degré de compacité est :

Tableau I-4

Désignation des caractéristiques	Etat du sol	Noyau en argile étanche	Recharge amont en argile	Recharge aval en sol alluvionnaire
Humidité	minimale	-3 ,93%	-3 ,92%	-1 ,06%
	moyenne	-0 ,95%	-0 ,74%	2,18%
	maximale	2,03%	2,43%	5,42%
Degré de compacité	minimal	97,00%	97,30%	97,00%
	moyen	102%	102%	99,60%
	maximum	106,9%	106%	102,3%
Essai Proctor	(1,81	1,83	2,06
Optimum Proctor normal OPN		15 ,5%	15 ,3%	7,16 %

I-4-5 Evaluation de l'aléa sismique au site du barrage :

L'évaluation de l'aléa sismique dans le site de l'ouvrage signifie la détermination des caractéristiques des tremblements de terre associés aux niveaux des projections parasismiques,

D.B.E : le tremblement de terre de base de dimensionnement ;

M.C.E : le plus grand tremblement de terre possible, de dimensionnement

Le site du barrage de KOUDIAT MEDAOUR et sa cuvette sont situés au sud d'une dépression essentiellement composée par des terrains miocènes autochtones. Cette dépression miocène est située au nord du massif des Aurès et entre AIN YAGOUT à l'ouest et AIN BEIDA à l'est.

Du point de vue tectonique générale, cette dépression synérogénique se trouve dans l'avant pays formée par le massif des Aurès. La dépression au sud et sud-ouest du barrage est postorogénique.

De l'analyse des données, le site du barrage de KOUDIAT MEDAOUR se trouve implanté dans une zone de sismicité peu importante où le séisme de degré VI à VIII.

CHAPITRE II

Les lois décrivant le comportement des sols et le critère de Mohr-Coulomb

CHAPITRE II

Les lois décrivant le comportement des sols et le critère de Mohr-Coulomb

On appelle loi de comportement d'un matériau, la relation entre le tenseur des contraintes, celui des déformations, et éventuellement d'autres éléments tels que les vitesses des contraintes et des déformations.

La connaissance de la loi de comportement est nécessaire à la résolution des problèmes dans lesquels les déformations ou les déplacements sont les résultats recherchés.

Les relations données par les lois de comportement, ajoutées aux équations d'équilibre, permettant en général d'obtenir assez d'équations pour déterminer les fonctions des : contraintes, déformations, et déplacements.

II-1 . Etude élémentaire du comportement des sols à partir des observations :

deux essais de laboratoire sont tout à fait intéressants à cet égard : il s'agit de l'essai triaxial et de l'essai oedométrique.

II-1-1. Essai triaxial :

Celui-ci se réalise sur des éprouvettes cylindriques de sol, dont l'élancement est de l'ordre 2 . Ces éprouvettes, enveloppées par une fine membrane de caoutchouc, sont placées dans une cellule triaxiale (figure II-1) .

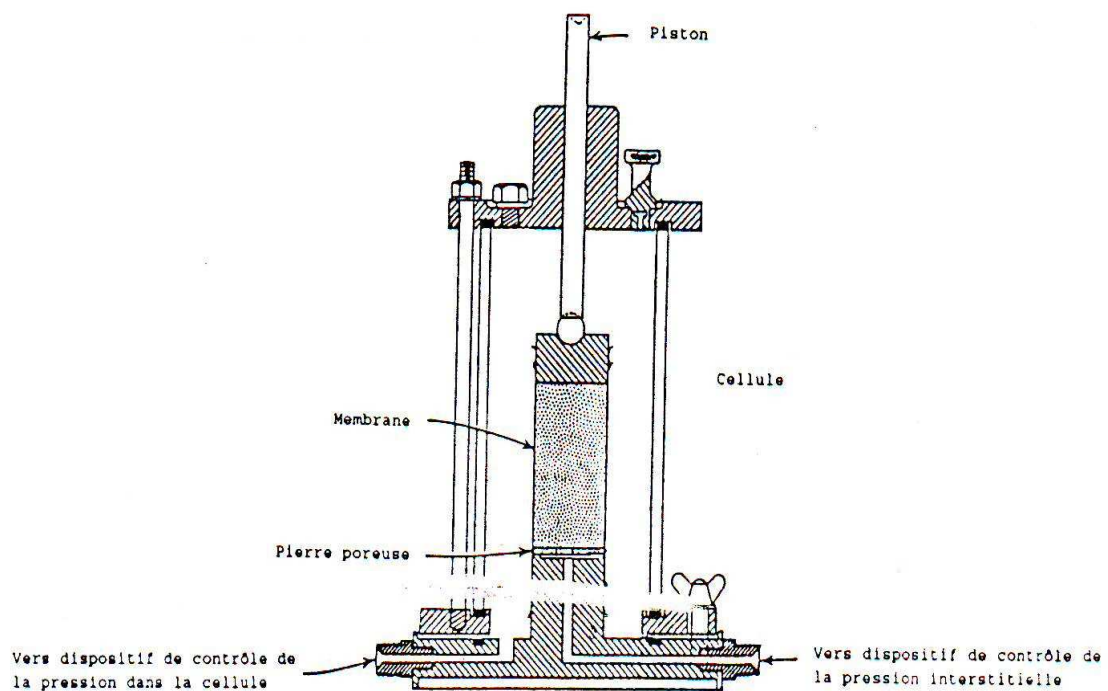


Schéma de principe de la cellule triaxiale

Figure II-1

CHAPITRE II

Les lois décrivant le comportement des sols et le critère de Mohr-Coulomb

On exerce sur les éprouvettes :

-Une pression appliquée par l'intermédiaire du fluide (en général de l'eau) noté p est mesurée au sommet de la cellule.

-Un effort N , transmis par le piston dans l'axe de l'éprouvette ; cet effort crée à la surface supérieure de l'éprouvette d'air S .

Si on note par :

: L'augmentation des contraintes axiales totales

: L'augmentation des contraintes latérales totales

On aura :

$$(II-1)$$

$$(II-2)$$

D'où l'on tire le déviateur q comme :

$$(II-3)$$

L'essai classique consiste à faire croître le déviateur q jusqu'à la rupture de l'éprouvette à p constante et à vitesse de déformation constante.

Cet essai nous permet de visualiser le comportement des sols dans ces différents états. Ceci nous amène à distinguer trois types d'essais principaux sur un sol contenant de l'eau ; qui sont :

Essai consolidé- drainé (C.D) : dans ce cas on a dans tous les cas

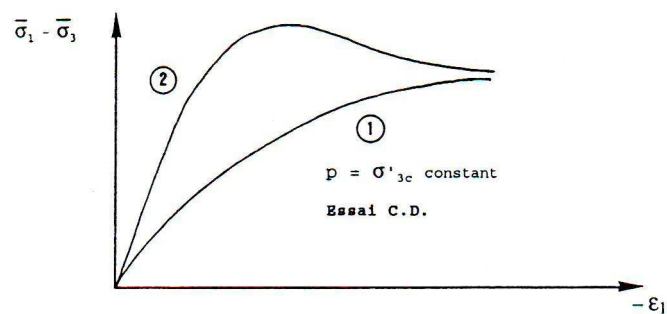
$$\sigma'_1 = \sigma_1 \text{ et } \sigma'_3 = \sigma_3$$

On représente la phase d'écrasement sous la forme d'une courbe :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = f(-\varepsilon_1)$$

Où ε_1 est la déformation axiale

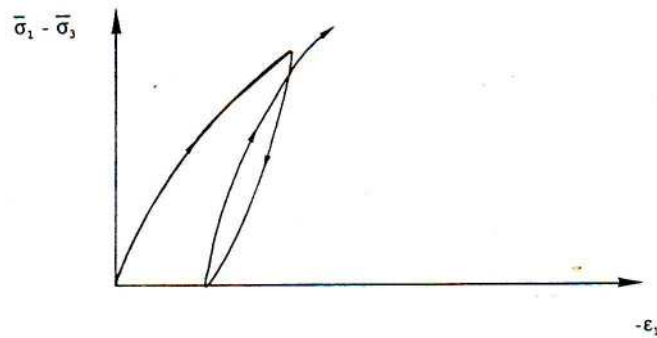
Et la forme de la courbe dans le cas indiquée par la figure II-2



Courbe contraintes-déformations dans un essai triaxial

figure II-2

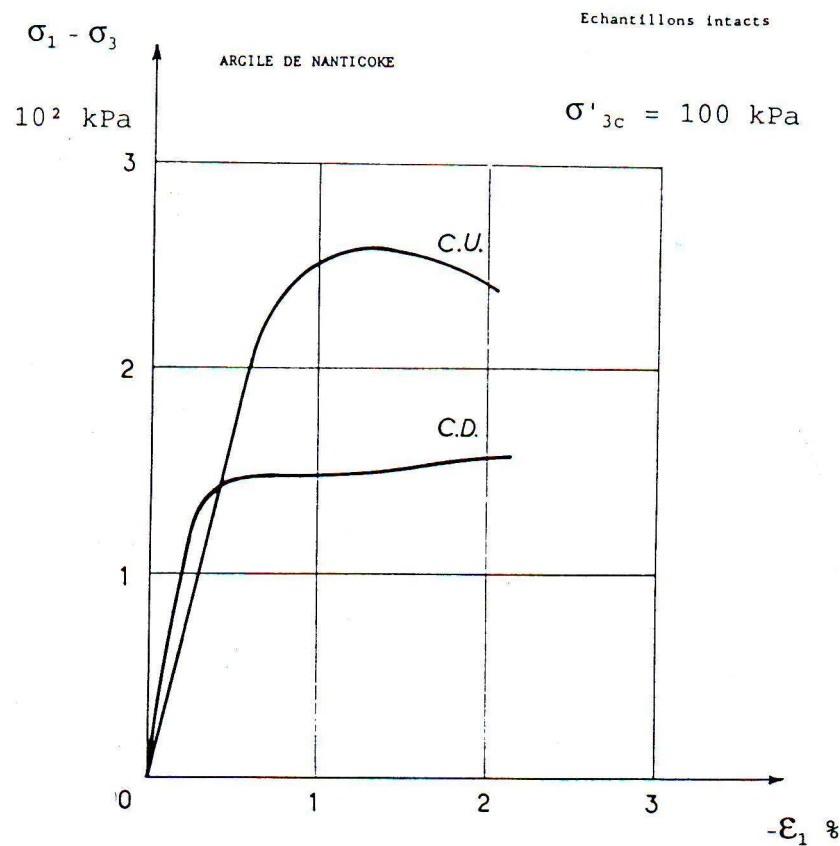
Si après déchargement suivit par un chargement on trouve l'allure de la courbe suivante (figure II-3) .



Essai triaxial : cycle de charge-décharge

(figure II-3)

Essai consolidé –non drainé (C.U) : dans ce cas la phase de consolidation est identique à celle de l'essai précédent, mais après la fin de consolidation les pressions interstitielles ont un effet sur l'état de contrainte à l'intérieure de l'éprouvette et la comparaison de ces deux essais (C.D et C.U) est illustrée par la figure II-4 :



Comparaison entre essai drainé (C.D.) et non drainé (C.U.)

figure II-4

Essai non consolidé –non drainé (U.U) :cet essai concerne les sols cohérents , saturés ou non saturés , et les pressions interstitielles ont un effet sur l'état de contrainte à l'intérieure de l'éprouvette durant toutes les phases de l'essai .

II-1-3-1. Essais monotones sur matériaux secs ou essais drainés sur matériaux saturés :

- a) Relation contraintes-déformation : il est nécessaire de caractériser la compacité d'un matériau qui est liée à l'indice des vides initial car elle a un grand effet sur les déformations (voir l'allure des deux courbes de la figure II-5)ou on trouve la valeur de dépend de l'indice initial des vides.

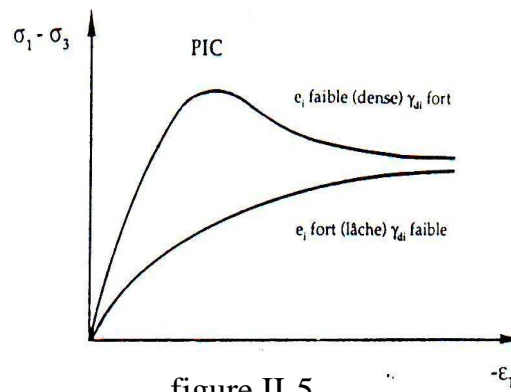


figure II-5

Sans oublier que la pression du fluide dans la cellule est un paramètre influant aussi sur la valeur (voir figure II-6).

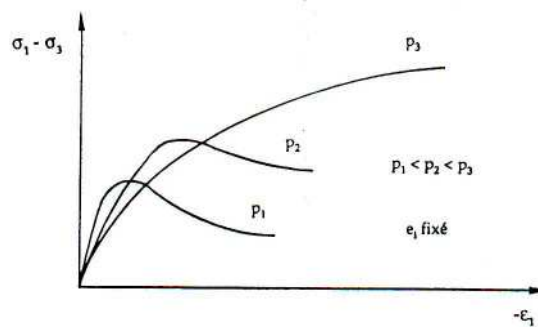


figure II-6

Si on représente $\sigma_1 - \sigma_3 = \tau \tan \phi + c$, à partir de cette courbe on peut déterminer ϕ qui est l'angle de frottement de pic ; qui est supérieur à ϕ_c comme l'illustre la figure II-7.

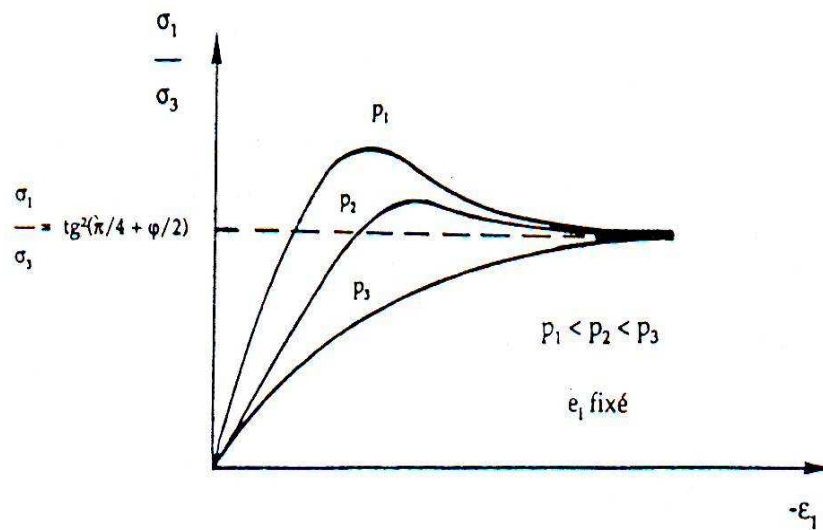


figure II-7

II-1-3-2. Essais monotones non drainés sur matériaux saturés:

Ces essais sont plus rares et beaucoup plus difficiles à réaliser que les précédents . Les résultats précédents ont toutefois un intérêt théorique . Mais sur le plan pratique, les essais non drainés sont intéressants lorsque l'on réalise des cycles , et que l'on se préoccupe des problèmes de la liquéfaction .

Si les échantillons sont saturés, l'essai est donc réalisé à volume constant (en raison de l'incompressibilité de l'eau et des grains). Par conséquent , les tendances aux variations de volume se traduisent par des variations de la pression interstitielle u . Ainsi, à une phase de contractance correspond une augmentation de cette pression, et à une phase de dilatance correspond une diminution de celle-ci .Il faut bien voir que dans ce cas la contrainte effective est variable au cours d'essai . De plus, pour un sable lâche saturé , l'angle de frottement mobilisé au pic est bien inférieure à l'angle de frottement de palier.

Lorsqu'on atteint l'écoulement du squelette solide, son indice des vides est en valeur critique. Comme l'indice des vides reste constant , la variation des contraintes effectives est le résultat de la variation de la pression interstitielle u . Ainsi pour un matériau dilatant , l'indice des vides e est inférieur à l'indice des vides critique correspondant à la contrainte isotrope totale

. Autrement dit , e n'atteint la valeur critique que pour une contrainte effective moyenne beaucoup plus élevée. L'écoulement ne se produit que dans ces conditions, rendues possibles par la diminution de la pression interstitielle . On pourrait faire un raisonnement inverse pour les matériaux contractants .(figure II-8).

CHAPITRE II

Les lois décrivant le comportement des sols et le critère de Mohr-Coulomb

Liquéfaction statique : est un phénomène qui peut se produire avec les sables lâches saturés et qui est la cause d'un certain nombre de désastres notamment sur des remblais . Il correspond à une perte de résistance du squelette sous l'effet d'un cisaillement , par développement de très importantes surpression interstitielles

II-1-3-3. Essais cycliques :

a) Essai drainé :

Sous sollicitations cycliques , en se limitant au chemin triaxial classique , on peut distinguer deux types de comportement(figure II-9) :

II-1-3-3.Essais cyclique :

a) Essai drainé : Sous sollicitations cycliques , en se limitant au chemin triaxial classique , on peut distinguer deux types de comportements(figure II-9) :

Si l'on effectue des cycles de part et d'autre de la droite $q=0$ les déformations volumiques irréversibles deviennent très vite importantes .

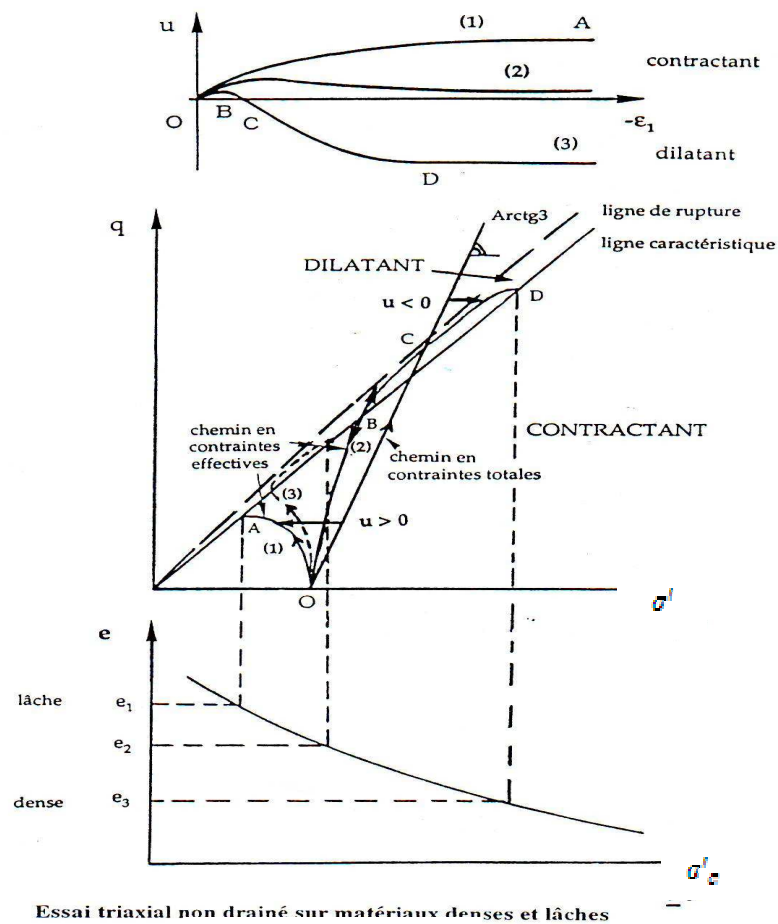
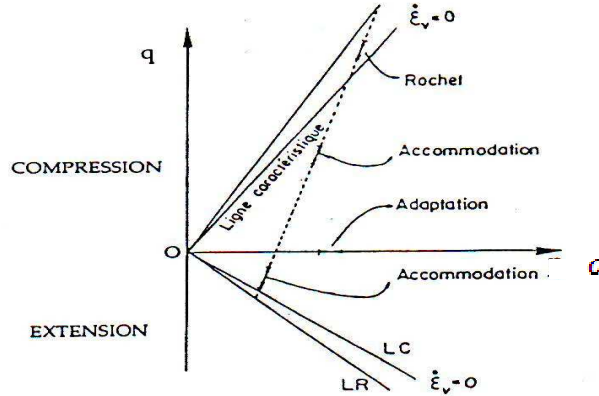


figure II-8

Lorsque , on franchit les lignes caractéristiques on voit apparaître la dilatance . Les courbes représentatives de $q =$ en fonction de la déformation volumique présentent des boucles dites de dilatance (figure II-10) :



Essais cycliques drainés

(figure II-9

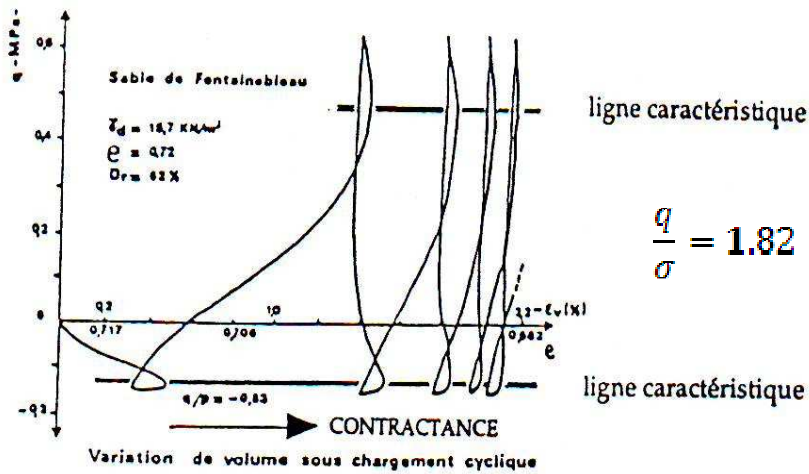


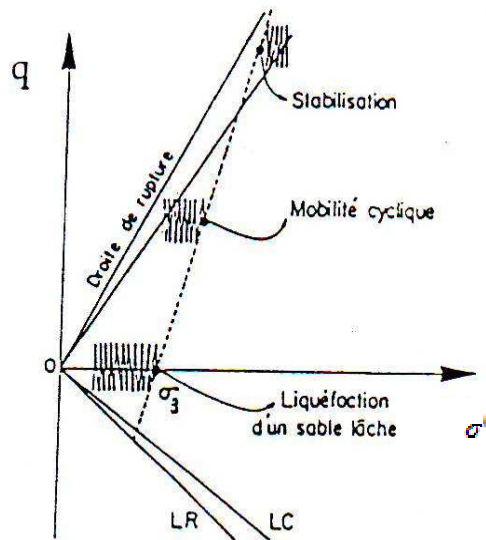
figure II-10

b- Essai non drainé :

Dans ce cas la contractance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle, et la dilatance par un diminution de celle-ci.

Suivant le cas on peut observer différentes tendances qui sont représentées par(la figure II-11)

Lorsque on réalise des cycles dont q change de signe , on obtient le phénomène de liquéfaction (figures : II-12 et II-13). Lors de chaque cycle la pression interstitielle augmente, ce qui conduit à la diminution de la contrainte effective moyenne .



Essais cycliques non drainés

Figure II-11

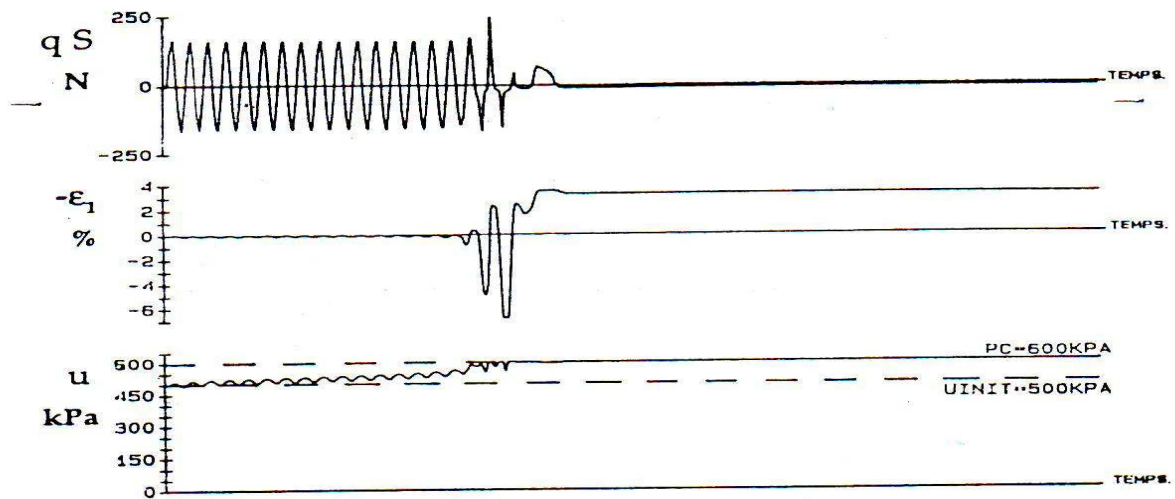


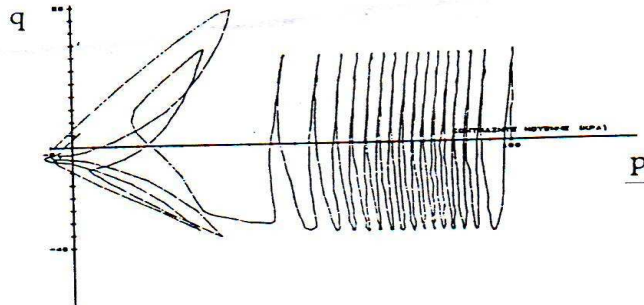
Figure II-12

Le domaine des essais cycliques est moins bien exploré pour les argiles que pour les sables . Quelques tendances ont été présentées telle que celle de Seed qui a noté tout à bord que , pour un même nombre de cycles , la déformation augmente avec la valeur de , il a ensuite étudié au bout de plusieurs de cycles , une combinaison des grandeurs et pouvant conduire à la rupture . On constate ainsi que pour un petit nombre de cycles , la rupture est atteinte moins facilement qu'avec un essai statique.

CHAPITRE II

Les lois décrivant le comportement des sols et le critère de Mohr-Coulomb

$\gamma_{di} = 14,85 \text{ kN/m}^3$
 $w = 27,8\%$
 $\sigma_3 = 600 \text{ kPa}$
 $u_{cp} = 500 \text{ kPa}$
 $N = 0,5 \text{ Hz}$



Essai de liquéfaction sur sable d'Hostun

figure II-13

II-1-2. Essai oedométrique :

L'oedomètre est un moule cylindrique indéformable qui peut contenir un échantillon de sol avec faible épaisseur (figure II-14).

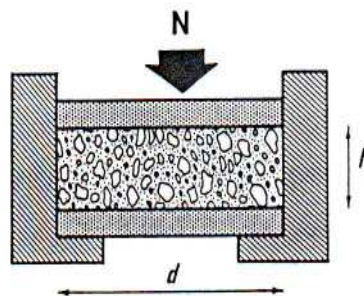


Schéma de principe de l'oedomètre

figure II-14

Les essais à l'oedomètre s'effectuent toujours à drainage ouvert

II-2. Critères d'élastoplasticité en géomécanique

II-2-1. Définitions :

Pour la simplicité de l'exposé le comportement élasto-plastique peut être représenté par un système unidimensionnel qui se déforme sous sollicitations produisant la contrainte . L'état du volume étudié peut être représenté par un point de coordonnées dans le plan voir figure II-15

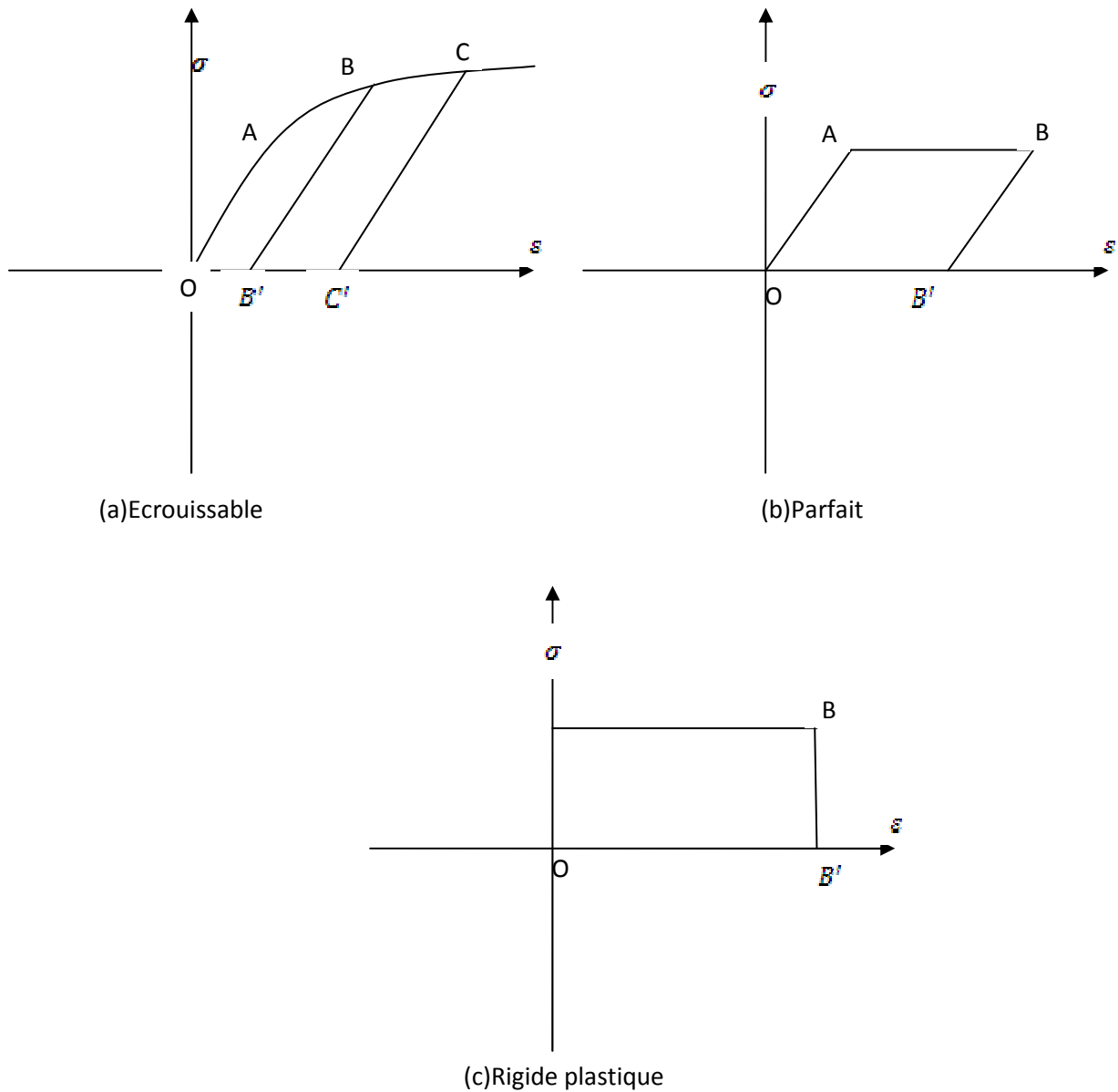


Figure II-15

Dans le cas où l'état de contrainte et de déformation d'un élément dépendent de plusieurs variables; on notera les paramètres qui caractérisent l'état de contraintes ceux qui concernent les déformations

Les paramètres peuvent être considérés comme des coordonnées dans un espace. L'état de contrainte est représenté par un point, on admet qu'il existe un domaine ouvert d'élasticité limité par une surface de frontière dite **surface limite** qui a pour équation, qui est une équation déterminante du critère de **plasticité**.

CHAPITRE II

Les lois décrivant le comportement des sols et le critère de Mohr-Coulomb

Dans le domaine élastique , on peut appliquer la loi de Hooke sous forme matricielle

$$\varepsilon_{ij} = E(\sigma_{ij}) \quad (\text{II} - 4)$$

E : est une matrice carrée symétrique dite matrice d'élasticité

Si l point , vient sur la surface limite ; il ya déformation plastique et lorsque ce point retourne dans le domaine d'élasticité, les déformations plastiques subsistent, le comportement de l'élément est toujours élastique mais on doit écrire :

$$\varepsilon_{ij} = E(\sigma_{ij}) + \varepsilon_{ij}' \quad (\text{II} - 5)$$

: représente la déformation plastique irréversible acquise

Lorsque le point ,est venu sur la surface limite, on décompose l'incrément de déformation, on une une partie élastique et une partie plastique ;

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (\text{II} - 6)$$

En utilisant le principe du travail plastique maximal de Hill, on peut considérer que l'incrément des déformations plastiques est défini par la fonction du potentiel plastique et par un coefficient de proportionnalité plastique λ comme suit :

$$d\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{II} - 7)$$

Le multiplicateur plastique λ dépendant du point M dont la valeur est indéterminée à priori. On peut dire brièvement que la vitesse de déformation est normale à la surface limite.

Le matériau est dit standard lorsque la règle d'écoulement G est identique au critère de plasticité F et on aura :

$$d\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{II} - 8)$$

II-2-3.Courbe intrinsèque de Caquot:

La courbe intrinsèque de Caquot généralise le critère de Tresca. Caquot admet que si l'intensité d'une certaine contrainte dont l'obliquité α reste constante, l'apparition des déformations plastiques se manifeste par un glissement dans le plan de la facette lorsque l'intensité atteint une certaine valeur critique.

CHAPITRE II

Les lois décrivant le comportement des sols et le critère de Mohr-Coulomb

Le point représentatif de la contrainte dans le plan de Mohr (voir Figure II-16) se déplace le long de OE pour atteindre le point M qui correspond au franchissement du domaine d'élasticité et au début de l'écoulement plastique. Si on exerce sur la même facette une contrainte d'obliquité différente, on observe une nouvelle valeur critique de l'intensité

Dans ces conditions la courbe R apparaît aussi comme l'enveloppe des cercles de Mohr qui sont définis par l'abscisse de leur centre, et par le rayon,

Ces cercles doivent vérifier une équation de la forme

$$F(\sigma_1, \sigma_3) = 0 \quad (\text{II} - 9)$$

D'où :

$$d\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{II} - 10)$$

On précise que Caquot a proposé également une expression pour l'équation de la courbe intrinsèque elle-même dans le système ; soit :

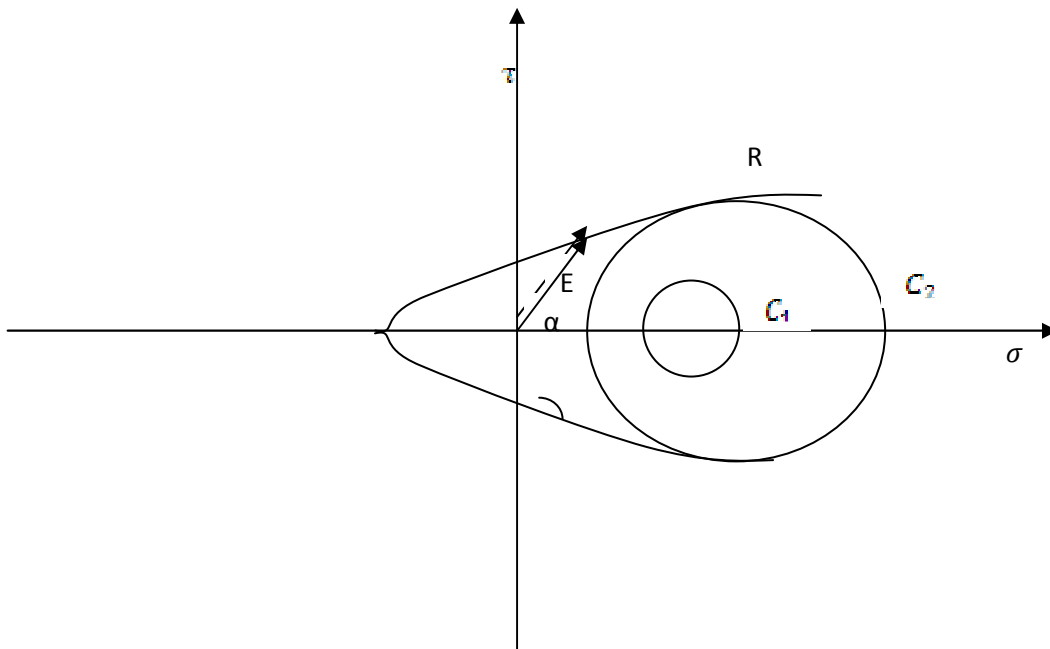


Figure II-16

La courbe intrinsèque (R) est indépendante de la facette sur laquelle s'exercent les contraintes si le milieu est isotrope

$$\tau = (a + b\sigma)^{3/2} \quad (\text{II} - 11)$$

CHAPITRE II

Les lois décrivant le comportement des sols et le critère de Mohr-Coulomb

On a vu que la courbe intrinsèque de la plus part des matériaux correspond à l'équation (II-9) .
 Dans le cas particulier on utilise plus simplement la relation :

$$\tau = (a + b\sigma) \quad (\text{II} - 12)$$

Coulomb est le premier qui a proposé cette formule dont l'écriture présente est de forme :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (\text{II} - 13)$$

Tel que : c - est la cohésion du matériau qui a la même dimension que la contrainte.
 φ est l'angle de frottement interne.

D'où il vient la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-coulomb (voir Figure 2-4)

$$\tau = \sigma \tan \varphi \quad (\text{II} - 14)$$

C'est une simple loi de frottement ; tan dis que l'obliquité des contraintes est inférieure à φ ,
 l'équilibre est surabondant.

Le critère de plasticité qui découle de la loi de Coulomb s'écrit :

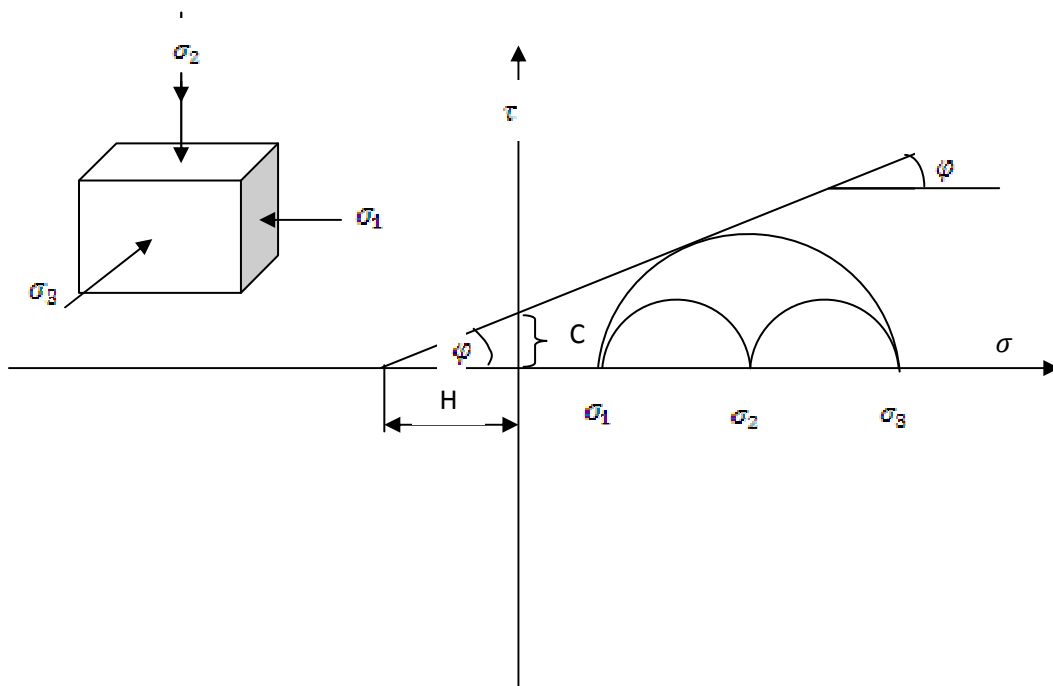


Figure II-17

$f_{1\sigma} = \frac{1}{2}$ Si la cohésion c est nulle le matériau est devenu pulvérulent les droites de coulomb
 passe par l'origine

CHAPITRE II

Les lois décrivant le comportement des sols et le critère de Mohr-Coulomb

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (\text{II} - 15)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (\text{II} - 16)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (\text{II} - 17)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (\text{II} - 18)$$

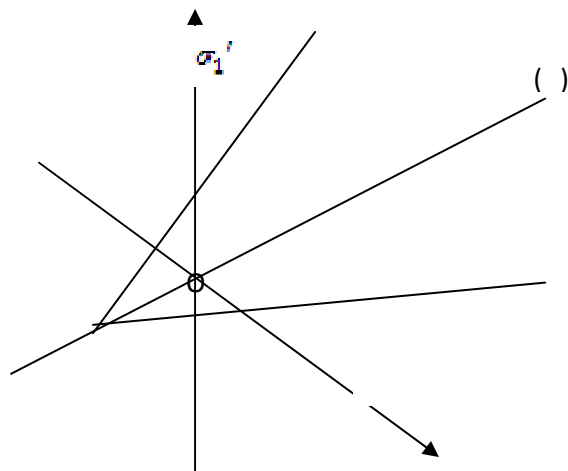
$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (\text{II} - 19)$$

La surface limite associée est une pyramide d'axe dont le sommet a pour coordonnées (-H,-H,-H), voir figure II-18 (a)

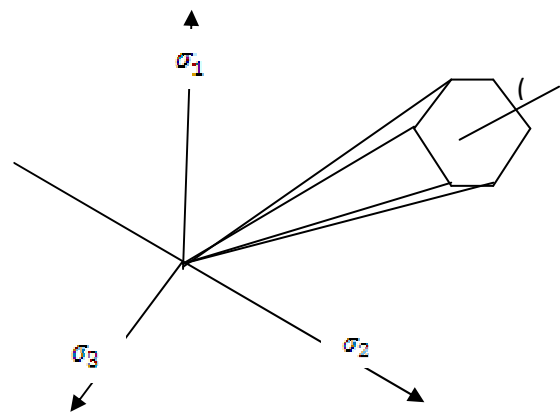
Avec

$$H = c \cos \varphi$$

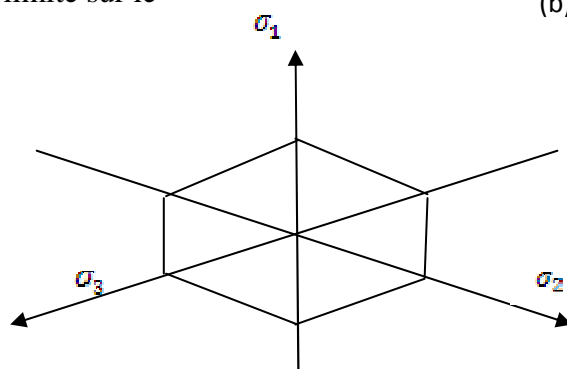
$$(\text{II} - 20)$$



(a) Surface limite sur le plan



(b) Surface limite associée à la pyramide d'axe ()



(c) Section de la surface limitée par un plan perpendiculaire à ()

Figure II-18 . Critère de plasticité

En plus des fonctions citées ci dessus, six fonctions du potentiel plastique sont définies dans le modèle de Mohr-coulomb comme suit :

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma_2' - \sigma_3') + \frac{1}{2}(\sigma_2' + \sigma_3') \sin \psi \quad (\text{II} - 21)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma_3' - \sigma_2') + \frac{1}{2}(\sigma_2' + \sigma_3') \sin \psi \quad (\text{II} - 22)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma_3' - \sigma_1') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') \sin \psi \quad (\text{II} - 23)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') \sin \psi \quad (\text{II} - 24)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_2') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_2') \sin \psi \quad (\text{II} - 25)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma_2' - \sigma_1') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_2') \sin \psi \quad (\text{II} - 26)$$

Le paramètre ψ est l'angle de dilatance qui définit l'écoulement et qui peut être déterminé à partir de la pente de dilatance extraite à partir des essais triaxiaux dont l'allure des courbes est indiquée dans la figure II-19.

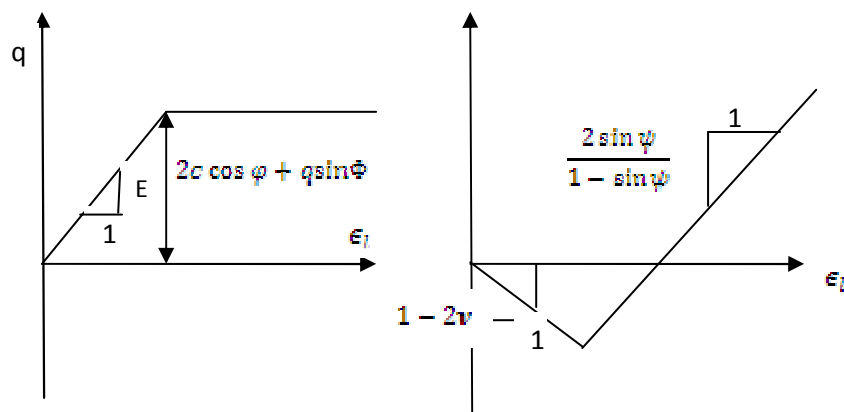


Figure II-19.

CHAPITRE III

Modélisation du problème

Chapitre III

Modélisation du problème

Le comportement dynamique d'un barrage impose la connaissance de son comportement initial avant, pendant et après l'application des charges accidentelles dues aux sollicitations sismiques, ce qui nous amène à analyser en premier lieu le comportement de l'ouvrage lorsque le barrage est vide, les variations des niveaux d'eau jusqu'au niveau optimal, sans oublier évidemment les effets accidentels dus au tremblement de terre .

Au terme de cette énumération, il est intéressant de rappeler les différentes causes de rupture que l'on rencontre, celles-ci sont inhérentes aux glissements des talus sur une surface de forme dépendante du mode de déplacement de la structure et dans certains cas de la vitesse de déplacement .

On expose dans ce chapitre les équations qui nous permettent d'analyser la stabilité et la résistance du barrage sur la base du :

- coefficient de sécurité des talus
- des contraintes et des déformations de la structures à base de la loi de comportement des matériaux constituant le barrage à partir des équations d'équilibre statique
- Les déplacements , les vitesses des déformations et la distribution des contraintes d'après le spectre de réponse dynamique des matériaux sous sollicitations sismiques

III-1-Coefficient de sécurité des talus

III-1-1.Définitions :

Le coefficient de sécurité est le rapport du moment des efforts mobilisables au moment des efforts appliqués (moment moteur).

Soit un talus représenté par la figure III-1

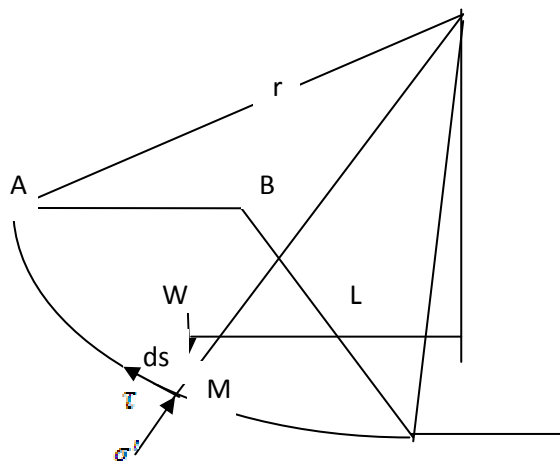


Figure III-1

Le moment moteur est le moment qui tend à faire pivoter la masse ABCMA le long de la surface de glissement dans le sens de A vers C

Les efforts mobilisables donnés par :

$$\int \tau_{max} ds \quad (III-1)$$

Les efforts appliqués (III-2)

Le facteur de sécurité est donné par :

$$F = \frac{r \int_C^A \tau_{max} ds}{r \int_C^A \tau ds} = \frac{r \int_C^A (c + \sigma' \tan \varphi') ds}{WL} \quad (III - 3)$$

Comme il existe aussi d'autres définitions plus simples qui consistent à introduire le cercle de Mohr et les contraintes principales au point M (Figure III-2)

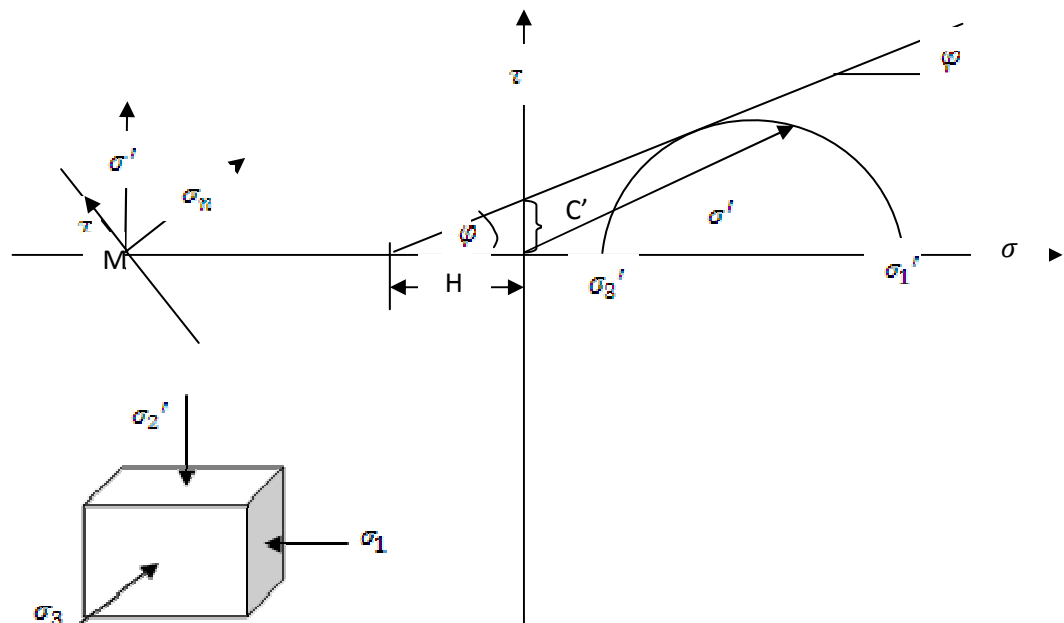


Figure III-2

Le rayon maximale du cercle du Mohr pour une rupture qui apparait lorsque

Le coefficient de sécurité local est :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{2\sigma_2' \sin \varphi' + c' \cos \varphi'}{(\sigma_1' - \sigma_3') (1 - \sin \varphi')} \quad (III - 4)$$

La rupture apparait lorsque la contrainte effective atteint la contrainte principale σ_1' , le rayon maximal du cercle du Mohr :

$$R = \sigma'_1 \frac{\sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} - \frac{c' \cos \varphi'}{(\sigma'_1 - \sigma'_3)(1 + \sin \varphi')} \quad (\text{III} - 5)$$

Et par conséquent le coefficient de sécurité local devient :

$$F = \frac{2\sigma'_3 \sin \varphi' - c' \cos \varphi'}{(\sigma'_1 - \sigma'_3)(1 - \sin \varphi')} \quad (\text{III} - 6)$$

La dernière solution consiste à considérer que l'état de rupture ne dépend que de la position du centre de gravité du cercle de Mohr d'où :

$$R = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2} \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \quad (\text{III} - 7)$$

Et le coefficient de sécurité local devient :

$$F = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' + 2c' \cos \varphi'}{(\sigma'_1 - \sigma'_3)(1 - \sin \varphi')} \quad (\text{III} - 8)$$

Remarque : il n'y a pas une différence sensible entre les valeurs du coefficient de sécurité local calculées par des équations ci-dessus.

Coefficient de sécurité global :

On expose dans ce paragraphe la méthode des tranches qui est une méthode suédoise (1916), développée pour les ruptures circulaires par Fellenius en 1927, perfectionnée plus récemment par Bishop en 1954, étendue en fin aux ruptures non circulaires dans des massifs hétérogènes par Nonveiller en 1965, on expose cette dernière méthode comme suit : Soit un massif de forme quelconque (figure III- 3) soumis à des forces extérieures ; on divise la masse du massif sujette au glissement en une série de tranches verticales relativement minces

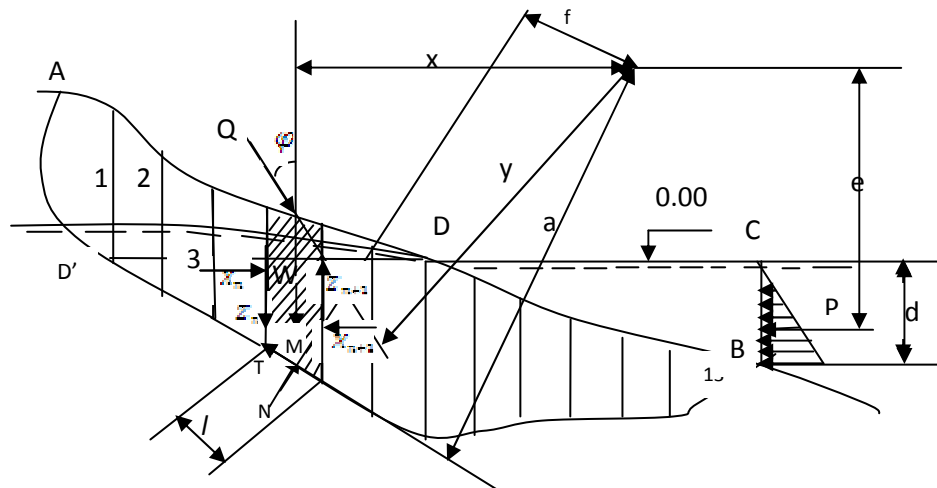
: représente la surpression qui règne en M par rapport à la pression qui s'établirait si la nappe phréatique était au repos et en équilibre avec le niveau d'eau en amont DC

La contrainte totale en M a pour composantes :

$$\sigma = \frac{N}{l}, \quad \tau = \frac{T}{l} \quad (\text{III} - 9)$$

La contrainte effective en M a donc pour composantes :

$$\sigma' = \frac{N'}{l} = \sigma - (z\gamma_w + u), \quad \tau = \frac{T}{l} \quad (\text{III} - 10)$$



(figure III- 3) .

On adopte comme définition du coefficient de sécurité

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{c + \sigma' \tan \varphi}{\tau} \quad (III - 11)$$

C'est-à-dire :

$$T = \frac{1}{F} (cl + N' \tan \varphi) \quad (III - 12)$$

Avec :

$$N' = N - (lz\gamma_w + ul) \quad (III - 13)$$

On désigne par :

:le poids de l'eau et du sol au dessus du niveau de référence ;

: le poids déjaugé du sol situé sous le niveau de référence ;

Lorsque la surface de la tranche est au dessus du niveau de la nappe, on aura :

$$W = W_1 + W_2 + bz\gamma_w \quad (III - 14)$$

Lorsque la surface de la tranche à une profondeur h au dessus du niveau de la nappe on

aura :

$$W + W_w = W$$

On remarque que les deux expressions (III-14)et (III-15) sont identiques c'est-à-dire on a toujours :

$$W = W_1 + W_2 + bz\gamma_w \quad (\text{III} - 16)$$

Avec : s'il s'agit du deuxième cas

Par application des équations d'équilibre pour chaque tranche on trouve :

L'équilibre de la tranche sous les forces verticales et après simplification l'équation de la résultante générale des moments agissants sur le massif nous donne :

$$\sum_1^n [(W_1 + W_2)x + Qy] = \sum_1^n (N' + ul)f + \frac{1}{F} \sum_1^n (cl + N' \tan \varphi)a \quad (\text{III} - 17)$$

D'où on tire le coefficient de sécurité F :

$$F = \frac{\sum_1^n (cl + N' \tan \varphi)a}{\sum_1^n [(W_1 + W_2)x + Qy] - \sum_1^n (N' + ul)f} \quad (\text{III} - 18)$$

Avec :

$$N' = G(F) \quad (\text{III} - 19)$$

Ce qui fait que la résolution de (III-18) se fait par approximations successives. Avant d'en arriver là, il convient de faire le point et d'examiner des conditions d'équilibre dont on ne s'est pas encore servi et qui doivent être vérifiées néanmoins, si on ne veut pas commettre de grossières erreurs .

En ce qui concerne l'équilibre de chaque tranche, pour les forces verticales, celui-ci nous a donné l'expression (III-19) et pour les forces horizontales il nous donne :

$$T = H(F) \quad (\text{III} - 20)$$

Pour terminer l'étude de l'équilibre de la tranche n ,il faut écrire que le moment résultant des forces est nul, toutefois on négligera cette condition , c'est le seul point faible de cette méthode ;

Le coefficient de sécurité de Bishop obtenu en 1954 a comme expression :

$$F = \frac{\sum_1^n (cl + N' \tan \varphi)}{\sum_1^n [(W_1 + W_2) \sin \alpha]} \quad (\text{III} - 21)$$

C'est une expression simplifiée de l'expression (III-18) traitant les cas spéciaux la où on suppose que la ligne de glissement est de forme circulaire ce qui suppose que les hypothèses , et sont vérifiées; la figure (III-4) représente l'équilibre d'une tranche en gardant ces hypothèses.

En 1965 Nonveiller avait généralisé l'expression (III-21) de Bishop après qu'il avait recherché l'influence de ces simplifications sur la valeur de F. Il avait cité le cas d'un barrage en terre et en enrochements de 80m de hauteur soumis à une vidange rapide sur la paroi amont (baisse de 17m du plan d'eau) et il avait trouvé que ces simplifications sont justifiées .

III-2) Etude du champs géostatique :**III-2-1) Cas ou il n'y a pas d'écoulement d'eau:**

En fin de construction de la digue le niveau d'eau considéré au dessous des couches de fondation , dans ce cas les seules forces appliquées sont les forces volumique et l'équation d'équilibre est de forme :

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} = \gamma_i \quad (\text{III} - 22)$$

Par application de cette équation sur le cas d'un sol qui a une pente (le cas d'une digue d'un barrage en terre) et en choisissant un système bidimensionnel on trouve :

$$\sigma = \gamma \bar{y} \cos^2 \beta \quad (\text{III} - 23)$$

$$\tau = \gamma \bar{y} \sin \beta \cos \beta \quad (\text{III} - 24)$$

Sachant que : \bar{y} est la profondeur selon la direction de la pesanteur de la facette du sol par rapport à la surface libre de ce sol .

III -2-2) influence des écoulements d'eau sur la stabilité du barrage :

Les calculs de stabilité des talus nécessitent la plupart du temps la connaissance de la contrainte effective ce qui demande le calcul de la pression interstitielle, dans ce cas on prend comme force de volume la somme vectorielle du poids déjaugé et l'action du courant sachant que :

i : est le gradient hydraulique , la force q est dirigée suivant la tangente à la ligne du courant qui est régie par la loi de Darcy qui associe le vecteur vitesse q du fluide au gradient hydraulique i à un paramètre k qui est connu comme tenseur de perméabilité du milieu ; cette loi s'exprime :

$$q = -ki \quad (\text{III} - 25)$$

Cette équation est l'équation de base des écoulements souterrains .

Pour un milieu homogène et isotrope rapporté à un plan vertical x-y, cette équation est exprimée par :

$$q_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad ; \quad q_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \quad (\text{III} - 26)$$

q_x, q_y , les composantes de la vitesse de décharge

La fonction h est d'ailleurs harmonique , elle répond à la condition de continuité qui exprime l'incompressibilité du liquide et qui s'écrit :

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad ; \quad \Delta h = 0 \quad (\text{III} - 27)$$

$$h = y - \frac{u}{\gamma_w} \quad (\text{III} - 28)$$

: est la position verticale du point.

: poids spécifique de l'eau interstitiel

: pression interstitielle de signe négatif

et la contrainte totale selon le postulat de Terzaghi est formulée :

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + \delta_{ij} u \quad (\text{III} - 29)$$

Le calcul de la contrainte effective se fait à partir des équations d'équilibre :

$$\frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial x_j} = \gamma'_i - \frac{\partial h}{\partial x_i} \gamma_w \quad (\text{III} - 30)$$

Sachant que le poids spécifique déjaugé se déduit par :

$$\gamma'_i = \gamma_{sati} - \gamma_{wi} \quad (\text{III} - 31)$$

Comme on peut déduire la contrainte totale à partir de l'équation (III-22)

III -3) Caractérisation du mouvement sismique

III -3-1) Représentation temporelle du mouvement sismique :

Les enregistrements d'un sismographe de la variation de l'accélération en fonction du temps donne un graphe dont l'allure est représentée ci-dessous (figure III- 4). Ces enregistrements sont appelés des accélérogrammes qui représentent des variations instantanées des accélérations $a(t)$ dues aux tremblements de terre .

Un accélérogramme $a(t)$ est donc une fonction à variations rapides et irrégulières.

Généralement, cette fonction se décompose en quatre phases :

1ère phase : phase initiale pour laquelle les accélérations sont faibles.

Deuxième phase : est une phase de fortes accélérations .

Troisième phases : ou on trouve une série d'accélérations modérées.

Quatrième phase : est une phase progressive de retour à une accélération finale nulle.

La durée de phase forte est plus significative pour conduire l'analyse sismique d'un ouvrage; cette durée est donnée par Trifunac et brady en 1975 comme la durée comprise entre 5% et 95% du diagramme de Husid donnée par l'intégrale suivante :

$$H(t) = \frac{\int_0^t (a(t))^2 dt}{\int_0^\infty (a(t))^2 dt} \quad (\text{III} - 32)$$



Figure III -4-Allure d'un accélérogramme

D'autres paramètres significatifs doivent être déterminés à partir de la présentation temporaire du mouvement sismique tel que : Les valeurs maximales de :

L'accélération A_{max} , de la vitesse V_{max} , et du déplacement D_{max} .

Le rapport sans dimension

$$\frac{A_{max} \cdot D_{max}}{V_{max}^2} \quad (\text{III} - 33)$$

La fréquence dominante d'un signal sismique qui peut être approchée par la formule :

$$f_c = \frac{A_{max}}{3V_{max}} \quad (\text{III} - 34)$$

III -3-2 Représentation spectrale du mouvement sismique :

La notion la plus répandue pour représenter un séisme en ingénierie sismique est bien le spectre de réponse d'oscillateurs linéaires. Le spectre de réponse en accélération, vitesse ou déplacement met en évidence le contenu fréquentiel du mouvement : il fournit la réponse maximale d'oscillateurs linéaires élastiques soumis à un séisme. Cette réponse se calcule simplement pour un oscillateur de masse m , de raideur k et d'amortissement c , dont le déplacement par rapport à son support soumis à une excitation sismique représentée par son accélérogramme $a(t)$, sera noté $U(t)$.

Le principe fondamental de la dynamique s'écrit pour cet oscillateur :

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = [M]\{\alpha(t)\} \quad (\text{III} - 35)$$

Posant :

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} ; \quad \text{et} \quad \omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$$

La réponse de l'oscillateur a pour expression :

$$U(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t a(\tau) e^{-\xi \omega_n (t-\tau)} \sin[\omega_D (t-\tau)] d\tau \quad (\text{III} - 37)$$

La fonction $a(\tau)$ étant connue, le déplacement $U(t)$ ne dépend que des paramètres

M : matrice de masse

$[C]$: matrice d'amortissement

$[K]$: matrice de rigidité

$\{F(t)\}$: vecteur de charge

\dot{U} : Sont successivement vecteurs de vitesse et d'accélération nodale

$[K]\{U\} = F$ est la force régissant les déplacements statiques

Le comportement d'un sol peut être drainé et non drainé. Dans le dernier cas, la rigidité en bloc des eaux souterraines est ajoutée à la matrice K de rigidité.

La matrice de masse est mise en application comme matrice (sol +eaux)

C : Matrice d'amortissement qui représente l'atténuation matérielle des matériaux. En réalité, l'atténuation des matériaux est provoquée par frottement ou par des déformations irréversibles (plasticité ou viscosité). Avec plus de viscosité ou plus de plasticité, plus d'énergie de vibration peut être absorbée. Si l'élasticité est assumée, l'atténuation peut encore être prise en considération

En utilisant la matrice C pour déterminer la matrice de l'atténuation, des paramètres supplémentaires sont exigés, dont la détermination ne peut se faire qu'à partir des essais. Dans des formulations d'éléments finis, la matrice d'amortissement C est souvent formulée comme combinaison linéaire des matrices de la masse et de rigidité (Rayleigh) comme :

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \quad (\text{III} - 38)$$

Cette combinaison lie la détermination de la matrice d'amortissement aux coefficients de Rayleigh, quand la contribution de M est dominante (par exemple α_R) plus de vibrations de basses fréquences sont atténuées, et quand le contribution de K est dominante par(exemple β_R) davantage de vibrations à haute fréquence sont atténuées.

III –4.Calcul des contraintes dues aux effets des ondes sismiques

une description générale est donnée pour un calcul des contraintes dues aux ondes de Rayleigh, qui apparaissent dans les problèmes de propagation des ondes dans un demi espace, et qui sont principalement responsables des dommages provoqués par des tremblements de terre. Ce calcul est gouverné par les équations de base de Navier formulées comme suit :

$$(\lambda + \mu) \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_i \partial x_j} + \mu \frac{\partial^2 u_j}{\partial x_i \partial x_j} = \rho \ddot{u}_j \quad (\text{III} - 39)$$

$$(\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + \mu \nabla^2 u_x = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \quad (\text{III} - 40)$$

$$(\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} + \mu \nabla^2 u_y = \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} \quad (\text{III} - 41)$$

La solution particulière de l'équation de base de la propagation des ondes dans des milieux élastiques peut être obtenue par le différentiel de l'équation par rapport aux deux variables respectivement x et y avec additionnement des résultats, ce qui nous donne :

$$(\lambda + 2\mu) \nabla^2 \varepsilon = \rho \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial t^2} \quad (\text{III} - 42)$$

L'équation précédente est une équation classique qui a une solution de forme :

$$\varepsilon = f_1(r - c_p t) + f_2(r + c_p t) \quad (\text{III} - 43)$$

Sachant que :

r : est la direction d'onde

c_p : est la vitesse de l'onde de compression donnée par :

$$c_p = \frac{(\lambda + 2\mu)}{\rho} = \frac{E_{\text{ca}}}{\rho} \quad (\text{III} - 44)$$

$$E_{\text{ca}} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (\text{III} - 45)$$

$$\mu(\text{ou } G) = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{III} - 46)$$

λ et μ représentent les constantes de Lamé et ν représente la déformation volumique qui est donnée par :

$$\varepsilon = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y},$$

μ : module de cisaillement

E : module de Young

: coefficient de poisson
 : module œdométrique

Une autre solution particulière de l'équation de base de la propagation des ondes dans des milieux élastiques peut être obtenue par le différentiel de l'équation par rapport aux deux variables respectivement y et x avec soustraction des résultats ce qui nous donne :

$$\mu \nabla^2 \omega_{xy} = \rho \frac{\partial^2 \omega_{xy}}{\partial t^2} \quad (\text{III} - 47)$$

Ou bien :

$$\nabla^2 \omega_{xy} = \frac{1}{c_s^2} \frac{\partial^2 \omega_{xy}}{\partial t^2} \quad (\text{III} - 48)$$

:est la vitesse de l'onde de cisaillement donnée par :

$$c_s = \sqrt{\frac{\mu(\text{ou } G)}{\rho}} \quad (\text{III} - 49)$$

Avec :

$$\omega_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} - \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad (\text{III} - 50)$$

Les contraintes normales pour un matériel isotrope peuvent être exprimées en fonction des déplacements par la forme généralisée de la loi de Hooke dont les expressions :

$$\sigma_{xx} = \lambda \varepsilon + 2\mu \frac{\partial u_x}{\partial x}, \quad \sigma_{yy} = \lambda \varepsilon + 2\mu \frac{\partial u_y}{\partial y}, \quad , \quad (\text{III} - 51)$$

Les contraintes tangentielles sont données par les expressions suivantes :

$$\tau = \mu \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right), \quad (\text{III} - 52)$$

Comme on peut utiliser ces contraintes en utilisant les dérivées partielles par rapport au temps comme suit :

$$\sigma_n = C_1 \rho c_p \frac{\partial u_x}{\partial t} \quad (\text{III} - 53)$$

$$\tau = C_2 \rho c_s \frac{\partial u_y}{\partial t}, \quad (\text{III} - 54)$$

Sachant que :

: est la contraintes normales

: est la contraintes de cisaillement

et sont des coefficients de relaxation qui définissent l'effet de l'absorption des ondes par le milieu. Ces coefficients dépendent de l'orientation des ondes.

Les ondes qui produisent des déplacements horizontaux sur l'extrados de la roche basse, sont la cause de l'apparition des contraintes tangentielles notées qui sont liées évidemment au déplacement latéral de la surface de la roche, ce déplacement est caractérisé par une fonction dont ses paramètres définissent les vibrations de cette surface qui sont définies par leur amplitude , la fréquence dominante de l'onde , et sa vitesse de propagation d'où on peut définir d'autres paramètres de la vibrations tel que le nombre d'onde , la période T et la longueur d'onde qui sont liées entre eux par:

$$\omega = \frac{2\pi}{T}, \quad \lambda = \frac{2\pi}{L} \quad (\text{III} - 56)$$

La première équation de base est l'équation du mouvement d'un élément de la colonne, sous l'effet des vibrations horizontales est :

$$\frac{\partial \tau}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{III} - 57)$$

Or que l'équation d'élasticité :

$$\tau = G\gamma = G \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \quad (\text{III} - 58)$$

S'il s'agit de longueur d'onde importante par-rapport à l'épaisseur de la couche , on néglige et on trouve :

$$\tau = G\gamma = G \frac{\partial u}{\partial y} \quad (\text{III} - 59)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \quad (60)$$

Les conditions aux limites

$$y = 0, \quad \frac{\partial u}{\partial y} = 0 \quad \text{et} \quad y = h, \quad u = f(t) \quad (\text{III} - 61)$$

L'équation (44) est connue comme équation d'onde . Il est noté qu'habituellement on doit tenir compte de la composition biphasique du sol tant qu'il est composé de particules solides et d'eau, mais pour des déformations de cisaillement ceci n'a aucun effet.

L'effet de l'atténuation sur les vibrations extérieures des couches de sol produites par un tremblement de terre dans la roche fondamentale a été étudié par Idriss et Seed (1968), pour

une classe des couches non homogènes, avec un module de cisaillement augmentant avec la profondeur. L'atténuation a été introduite par une force de frottement sur chaque élément cette force est proportionnelle à la vitesse du déplacement de l'élément, voir également Das (1993) et Kramer (1996). L'atténuation sera introduite par hystérésis en relation de contrainte-tension du sol, simulant des déformations (en plastique) irréversibles dans chaque cycle complet.

La première équation de base est l'équation (41) du mouvement d'un élément de la colonne, et la seconde équation qui est inspirée de la théorie d'élasticité est de forme :

$$\tau = \mu\gamma + \mu t_r \frac{\partial \gamma}{\partial t} = \mu \frac{\partial u}{\partial y} + \mu t_r \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial y} \quad (\text{III} - 62)$$

Sachant que

: est la réponse temporaire du système définie comme :

$$t_r = \frac{c}{k} = \frac{2\xi}{\omega} \quad (\text{III} - 63)$$

est le coefficient d'amortissement

: est la rigidité du sol

L'équation (45) peut s'écrire :

$$\tau = \mu \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{2\xi}{\omega} \mu \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial y} \quad (\text{III} - 64)$$

Par combinaison des deux équations (61) et (62) on trouve :

$$\frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{2\xi}{\omega} \frac{\partial^3 u}{\partial t \partial y^2} \quad (\text{III} - 65)$$

Pour des vibrations harmoniques la solution de l'équation (65) est comme suit :

$$u = f(y) \sin \left[\omega \left(t - \frac{x}{c_2} \right) \right] + g(y) \cos \left[\omega \left(t - \frac{x}{c_2} \right) \right] \quad (\text{III} - 66)$$

CHAPITRE IV

Résolution numérique des équations de base

Résolution numérique des équations de base

IV-1. Elasticité plane isotrope :

pour les deux états plans qui sont l'état plan des contraintes et l'état plan des déformations, il s'agit de déterminer en fonction de x et y et éventuellement du temps :

* l'état des contraintes

* l'état des déformations

* les déplacements u et v

En satisfaisant aux équations (statiques et cinématiques) linéarisées suivantes :

$$\text{(IV-1)}$$

.....

$$\text{(IV-2)}$$

: matrice d'opérateurs différentiels définie comme suit :

$$L = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad \text{(IV - 3)}$$

: l'état des contraintes

: vecteurs des forces de volumes

: vecteurs des forces dynamiques

ϵ : l'état des déformations

les déplacements

Introduisons la loi de Hooke

$$\sigma = M\epsilon \quad \text{(IV - 4)}$$

M : Matrice du module d'élasticité

Si on passe à la forme intégrale de l'équilibre, on considère un champ vectoriel continu et dérivable (de classe C^1) comme un champ de déplacement virtuel δu , alors la forme intégrale de l'équation (IV -1) peut s'écrire :

$$\int_V \delta \varepsilon^T \sigma dV = \int_V \delta u^T p dV + \int_S \delta u^T t dS \quad (IV -5)$$

C'est-à-dire :

$$\int_V \delta \varepsilon^T \sigma dV = \int_V \delta u^T p dV + \int_S \delta u^T t dS \quad (IV -6)$$

Les principes des déplacements virtuels et des forces virtuels nous amènent à écrire le premier terme de l'intégrale (IV -5) sous la forme:

$$\int_V \delta \varepsilon^T \sigma dV = \int_V \delta u^T p dV + \int_S \delta u^T t dS \quad (IV - 7)$$

Sachant que t représente la traction de surface qui dépend des cosinus directeurs de n et de σ c'est-à-dire :

$$\sigma^T n = t \quad (IV - 8)$$

$$\sigma^T = \sigma^T \quad (IV -9)$$

Par introduction de l'incrément (IV -8) dans l'équation (IV -6) on trouve :

$$\int_V \delta \varepsilon^T \Delta \sigma dV = \int_V \delta u^T p^i dV + \int_S \delta u^T t^i dS - \int_V \delta \varepsilon^T \sigma^{i-1} dV \quad (IV - 10)$$

IV -2. Présentation de la discrétisation en éléments finis:

la forme standard qui lie le champ des déplacements aux déplacements nodaux d est de la forme :

$$u = Nd \quad (IV - 11)$$

N est appelé fonction de forme qui consiste à faire passer une fonction à travers un ensemble de points ; Ilya plusieurs schémas pour interpoler des fonctions ; ici nous utiliserons l'interpolation de Lagrange des fonction bidimensionnelles pour les éléments triangulaires à 6 nœuds en coordonnées local (présentées sur la figure IV -1 ;

Et les fonctions de forme pour chaque noeud sont décrites comme :

$$N_1 = (1 - \xi - \eta)(2\xi - 1)$$

$$N_2 = \xi(2\xi - 1)$$

$$N_3 = \eta(2\eta - 1)$$

$$N_4 = 4(1 - \xi - \eta)\eta$$

$$N_5 = 4\xi\eta$$

$$N_6 = 4(1 - \xi - \eta)\eta$$

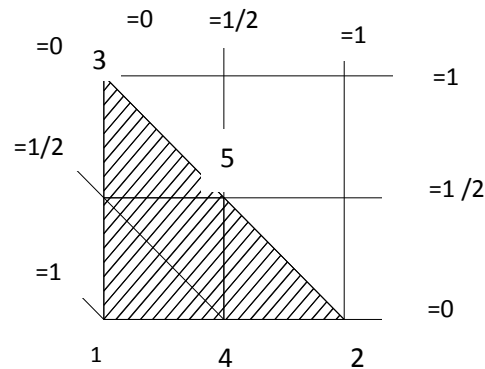


Figure IV-1

Les déformations sont :

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_5}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_6}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_5}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_6}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_3}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial x} & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} & \frac{\partial N_5}{\partial y} & \frac{\partial N_5}{\partial x} & \frac{\partial N_6}{\partial y} & \frac{\partial N_6}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix}$$

C'est-à-dire :

$$\varepsilon = LNd = Bd \quad (IV - 12)$$

Maintenant la difficulté réside dans le fait que les fonctions de forme sont des fonctions de (ξ, η) au lieu de x et y .pour cela on fera appel à la règle de différentiation en chaîne.

Donc pour la fonction N_i on a :

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = J \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (\text{IV} - 13)$$

Où :

$$J = \begin{bmatrix} \sum \frac{\partial N_i}{\partial \xi} x_i & \sum \frac{\partial N_i}{\partial \xi} y_i \\ \sum \frac{\partial N_i}{\partial \eta} x_i & \sum \frac{\partial N_i}{\partial \eta} y_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} \\ J_{21} & J_{22} \end{bmatrix} \quad (\text{IV} - 14)$$

J : est appelé le jacobien

De l'équation (13) on trouve :

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = J^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \quad (\text{IV} - 15)$$

Avec :

$$J^{-1} = \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} J_{22} & -J_{12} \\ -J_{21} & J_{11} \end{bmatrix} \quad (\text{IV} - 16)$$

$$|J| = J_{11}J_{22} - J_{12}J_{21} \quad (\text{IV} - 17)$$

Naturellement , les termes de sont en fonction (. les surfaces différentielles dans le système x,y sont reliées au système par :

$$dx dy = |J| d\xi d\eta \quad (\text{IV} - 18)$$

La matrice de rigidité de l'élément est donnéé par :

$$k = \int B^T M B dV \quad (\text{IV} - 19)$$

Et l'intégrale nécessaire pour former la matrice de rigidité k doit être faite par rapport aux coordonnées qui varient entre -1et +1 , d'où la matrice de rigidité d'un élément ayant une épaisseur constante h est donnée par :

$$k = h \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \mathbf{B}^T \mathbf{M} \mathbf{B} |J| d\xi d\eta \quad (\text{IV} - 20)$$

En général , il n'est pas commode d'évaluer la matrice de rigidité explicitement meme pour les cas les plus simples, c'est pour quoi on a recours à l'intégration numérique qui est régi par une règle d'intégration à k points de forme :

$$\iint F(\xi, \eta) \approx \sum_{i=1}^{i=k} F(\xi_i, \eta_i) w_i \quad (\text{IV} - 21)$$

Sachant que :

:sont les coefficients de pondération (poids) ;

Plaxis suit l'approche de Gauss pour ce type d'éléments à 6 nœuds , et l'intégration basée sur 3 points qui sont les sommets du triangle dont leurs positions et les coefficients (poids)associés ; sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau

points	ξ_i	η_i	w_i
1, 2 et 3	1 /6	1 /6	1/3

Injectons (11) et (12) dans la relation (10) et on aura :

$$\int (\mathbf{B}\delta d)^T \Delta \sigma dV = \int (\mathbf{N}\delta d)^T \mathbf{p}^i dV + \int (\mathbf{N}\delta d)^T \mathbf{t}^i dS - \int (\mathbf{B}\delta d)^T \sigma^{i-1} dV \quad (\text{IV} - 22)$$

On fait sortir les déplacements nodaux à l'exterieur des intégrales et on reconstitue une nouvelle équation de l'équation (22) qui a la forme :

$$\int (\mathbf{B})^T \Delta \sigma dV = \int (\mathbf{N})^T \mathbf{p}^i dV + \int (\mathbf{N})^T \mathbf{t}^i dS - \int (\mathbf{B})^T \sigma^{i-1} dV \quad (\text{IV} - 23)$$

L'équation ci-dessus nous conduit à dire que l'incrémentatation des efforts internes est la différence entre la somme des efforts extérieurs de l'étape courante et les efforts de réaction interne de l'étape précédente

La relation entre les incréments d'effort et les incréments de contrainte est habituellement non linéaire. En conséquence, des incréments de contraintes ne peuvent pas généralement être calculés directement, et des procédures itératives globales sont exigées pour satisfaire la condition d'équilibre (23) pour tous les points matériels.

IV -3.Intégration implicite du modèle différentiel de plasticité :

L'incrément de contrainte en état plastique tient la forme :

$$\Delta\sigma = D^e (\Delta\varepsilon - \Delta\varepsilon^p) \quad (IV - 24)$$

: Matrice du modèle élastique

: L'incrément de déformation calculé à partir de l'incrément du déplacement et la matrice d'interpolation des contraintes B en utilisant la formule (12)

: L'incrément de déformation plastique que l'on calcule par la formule donnée par Vermeer (1979) ci-dessous :

$$\Delta\varepsilon^p = \Delta\lambda \left(\frac{\partial g^i}{\partial \sigma} \right) \quad (IV - 25)$$

Introduisons l'équation (25) dans l'équation (24) et on les injectant dans l'équation (9) on obtient :

$$\sigma^i = \sigma^{tr} - \Delta\lambda D^e \left(\frac{\partial g^i}{\partial \sigma} \right) \quad \text{avec} \quad \sigma^{tr} = \sigma^{i-1} + D^e \Delta\varepsilon \quad (IV - 26)$$

Dans la relation ci-dessus représente le vecteur contrainte auxiliaire désigné sous le nom des efforts élastiques.

L'incrément du multiplicateur en plastique , figuré dans (26), peut être résolu à partir de la condition posée sur le nouvel état d'effort qui doit satisfaire le critère de plasticité qui découle de la loi de Coulomb de forme :

$$g(\sigma^i) = 0 \quad (IV - 27)$$

IV -4. Procédure d'itération globale. :

Remplaçons par dans l'équation (23) on trouve:

$$k\Delta d^i = f_{ext}^i$$

L'indice supérieur i se rapporte à l'étape. Cependant, la relation entre les incréments d'effort et les incréments de contrainte est généralement non linéaire. Par conséquent, un procédé itératif global est exigé pour satisfaire la condition d'équilibre. Le procédé global d'itération peut être écrit comme :

$$k^j \Delta d^j = f_{ext}^i - f_{int}^{j-1} \quad (IV - 29)$$

L'indice supérieur j se rapporte au nombre d'itération, n est le nombre total d'itération durant l'étape i , et d est un vecteur contenant les déplacements secondaires-incrémental, qui contribuent aux incréments de déplacement de l'étape i par :

$$\Delta d^i = \sum_{j=1}^{j=n} \Delta d^j \quad (IV - 30)$$

Pour les modèles qui ont un comportement linéaire dans le domaine élastique, tel que le modèle standard de Mohr-coulomb, l'utilisation d'une matrice de rigidité élastique est particulièrement favorable, car la matrice de rigidité doit seulement être formée et décomposée avant la première étape de calcul.

IV -5 . THÉORIE DE L'ÉCOULEMENT DES EAUX SOUTERRAINES

L'attention de l'exposé est concentrée sur l'approximation par la méthode des éléments finis utilisée dans PLAXIS pour la résolution des équations des écoulements des eaux souterraines.

IV -5-1)Equation de base du flux stationnaire :

L'équation de Darcy est l'équation régissant l'écoulement des eaux souterraines dans un milieu homogène et isotrope rapporté à un plan vertical x-y, cette équation est exprimée par :

$$q_x = -k_x \frac{\partial \Phi}{\partial x} \quad q_y = -k_z \frac{\partial \Phi}{\partial z} \quad (IV - 31)$$

, les composantes de la vitesse de décharge

La fonction Φ (ou la fonction h) est d'ailleurs harmonique, elle répond à la condition de continuité qui exprime que le liquide est incompressible s'écrit :

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0 \quad \Delta \Phi = 0 \quad (IV - 32)$$

$$\Phi = z - \frac{p}{\gamma_w} \quad (IV - 33)$$

: est la position verticale du point.

: est le poids spécifique de l'eau interstitiel
pression interstitielle de signe négatif

IV -5-2) Présentation de la discrétisation en éléments finis :

La fonction ϕ au noeud d'un élément fini peut être exprimée:

$$\phi(\xi, \eta) = N\Phi^p \quad (IV - 34)$$

N . vecteur de la fonction d'interpolation.

ξ, η sont des coordonnées locales de l'élément fini

Selon l'équation (34), la décharge spécifique est liée au gradient du niveau des eaux souterraines. Ce gradient peut être déterminé au moyen de la matrice B, qui contient les dérivés spatiales des fonctions d'interpolation. Afin de décrire l'écoulement pour le sol saturé (sous la ligne phréatique), aussi bien que le sol non saturé (au-dessus de la ligne phréatique), une fonction de réduction est présentée dans la loi de Darcy [Desai, 1976 ; Li et Desai, 1983 ; Bakker, 1989] selon une fonction présentée par la figure ci-dessous :

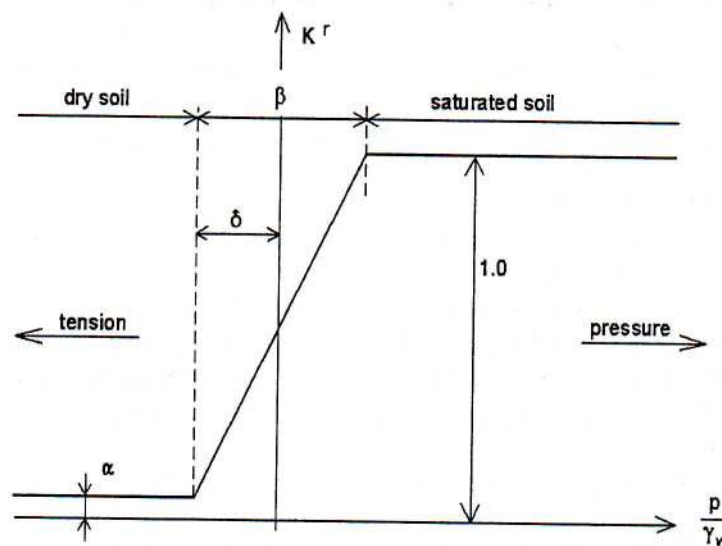


Figure IV-2

$$q_x = -K^r k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad , \quad q_z = -K^r k_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (IV - 35)$$

La fonction de réduction égale à 1 pour les zones au-dessous de la ligne phréatique (pressions interstitielle compressive) et a des valeurs plus basses que 1 quand il s'agit de zones au-dessus de la ligne phréatique (pression interstitielle de tension). Dans la zone de transition au-dessus de la ligne phréatique, la valeur minimale de la fonction de réduction est de 0.

Dans la zone de transition la fonction est décrite en utilisant une relation linéaire .

$$K^r = 10^{-4 \frac{h}{h_k}} ; \quad 10^{-4} \leq K^r \leq 1 \quad (\text{IV} - 36)$$

Ou :

$$\log_{10} K^r = -\frac{4h}{h_k} \quad (\text{IV} - 37)$$

Là où h est la pression en un point et h_k est la pression où la fonction de réduction atteint la valeur minimale. PLAXIS tient la valeur de h_k par défaut pour des points au dessus de 0.7m de la ligne phréatique .

La formulation numérique de la décharge q est décrite ;

$$q = -K^r R B \phi^s \quad (\text{IV} - 38)$$

Avec :

$$q = \begin{bmatrix} q_x \\ q_z \end{bmatrix} ; \quad R = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_z \end{bmatrix} \quad (\text{IV} - 39)$$

Pour la décharge spécifique affectée à un élément est déterminée par intégration de la décharge nodale q sur le volume V comme :

$$Q^s = - \int B^T q dV \quad (\text{IV} - 40)$$

Au niveau d'un élément les équations suivantes s'appliquent :

$$\text{avec} \quad ()$$

Au niveau global, tous les éléments sont ajoutées et des états de frontière (sur la ligne des niveaux des eaux souterraines ou sur la décharge) sont imposés. Ceci a comme conséquence un ensemble de n équations avec n inconnues :

$$Q = K \phi \quad (\text{IV} - 42)$$

Dans le cas ou la ligne phréatique est inconnue, un arrangement de Picard est employé pour résoudre le système d'équations itérativement. L'ensemble linéaire est résolu par accroissement et le procédé d'itération peut être formulé comme :

$$()$$

IV-5-3 Ecoulement dans des éléments d'interface .

Les éléments d'interface sont traités particulièrement dans le calcul des eaux souterraines. Quand les éléments sont alimentés, il y a un plein accouplement des degrés de liberté. Quand les éléments d'interface sont coupés, on le considère comme écran imperméable.

IV -6 . théorie de consolidation

IV -6 -1. Equations de base de consolidation :

Les équations régissant de la consolidation comme celles utilisées dans PLAXIS suivent la théorie de BIOT (Biot, 1956). La loi de Darcy pour le flux de fluide et le comportement élastique du squelette de sol sont également assumés. La formulation est basée sur la petite théorie de contrainte. Selon le principe de Terzaghi:

$$\left(\begin{array}{c} \sigma \\ \tau \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \sigma' \\ \tau' \end{array} \right) + \left(\begin{array}{c} \alpha \\ \beta \end{array} \right) p$$

σ : contrainte totale

σ' : contrainte effective

p : La pression interstitielle excessive

α : est égale à l'unité dans le cas des contraintes de compression ou de traction ,compté nul pour les contraintes de cisaillement

La solution d'état d'équilibre à la fin du processus de consolidation est dénotée σ_{eff} . Dans PLAXIS σ_{eff} est défini comme :

$$\left(\begin{array}{c} \sigma_{\text{eff}} \\ \tau_{\text{eff}} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \sigma \\ \tau \end{array} \right) - \left(\begin{array}{c} \alpha \\ \beta \end{array} \right) p$$

Où :

p est la pression interstitielle produite par les lignes phréatiques dans le programme d'entrée. Notons que dans PLAXIS les contraintes de compression sont considérées comme négatives, bien qu'elles soient positive pour la tension.

β : représente la propagation de gravité liée à g et à β qui s'applique à une colonne de sol. En général, la valeur de 1.00 pour β peut être acceptée, ce qui implique que le poids du sol s'applique totalement. Pour permettre de réinitialiser les contraintes initiales à zéro devra être remis à zéro et les contraintes initiales régénérées.

L'équation constitutive est mise en forme par accroissement. Dénotant un incrément des contraintes effectives comme $d\sigma'$ et un incrément de déformation comme $d\epsilon$, l'équation constitutive est :

$$d\sigma' = D : d\epsilon$$

Avec :

$$((\quad))$$

M : matrice du modèle

IV -6 -2 Présentation de la discrétisation en éléments finis :

Utilisant les notations standards utilisées par la méthode des éléments finis :

$$((\quad))$$

: pression interstitielle nodale

P : pression interstitielle en un élément.

A partir de l'équation d'équilibre par incrémentation et l'application de l'approximation ci-dessus nous obtenons :

$$\int (B)^T d\sigma dV = \int (N)^T df, \quad (\quad)$$

Avec :

$$r_0 = \int (N)^T f_0 dV + \int Q \quad (\quad)$$

Avec :

est une force volumique due au poids propre et t représente les efforts surfaciques extérieurs de traction. En général le vecteur résiduel de force sera égal à zéro, mais les solutions des étapes précédentes de charge ont été imprécises. En ajoutant la force résiduelle pour mettre et diriger le procédé informatique, ce dernier devient auto correcteur.

Par décomposition de la contrainte totale en contrainte effective et pression interstitielle puis en introduisant l'équation d'équilibre nodale on trouve :

$$(\quad)$$

$$(\quad)$$

$$df_n = (\quad)$$

La formule qui traite le problème est déduite de la fonction de continuité dont la forme est :

$$\frac{\nabla^T R \nabla (\gamma_w z - P_{steady} - P)}{\gamma_w} - m^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (IV - 53)$$

Tel que :

R : est la matrice de perméabilité

n . est la porosité du squelette , α est le module de compressibilité de l'eau intrstitielle .

La solution de l'équation d'état d'équilibre est définie par cette équation :

$$\frac{\nabla^T R \nabla (\gamma_w z - P_{steady})}{\gamma_w} = 0 \quad (IV - 54)$$

L'équation de continuité tient la forme :

$$\frac{\nabla^T R \nabla P}{\gamma_w} + m^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (IV - 55)$$

Appliquons à la méthode de discrétisation en éléments finis un procédé de Galerkin. et incorporons des états de frontière prescrits nous obtenons :

$$-HP_n + L^T \frac{dv}{dt} - S \frac{dP_n}{dt} = q \quad (IV - 56)$$

$$H = \int (\nabla N)^T R \frac{\nabla N}{\gamma_w} dV, S = \int \frac{n}{K_w} (N)^T N dV \quad (IV - 57)$$

et q est un vecteur dû à la sortie prescrite. Cependant dans la version 8 de PLAXIS, il n'est pas possible d'avoir au niveau de la frontières une valeur de q différente de zéro. La frontière est clôturée ou s'ouvre en réalité sous une pression interstitielle excessive nulle. Ainsi le module de compressibilité de l'eau et du bloc est très élevé par contre la compressibilité de l'eau peut être négligée par rapport à la compressibilité du squelette du sol.

Dans PLAXIS le module de compressibilité de l'eau est pris automatiquement de la relation :

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(v_u - \nu)}{(1 - 2\nu_u)(1 + \nu)} K_{squelette} \quad (IV - 58)$$

Par défaut α prend la valeur de 0.495 qui peut être modifiée à l'entrée du programme selon le paramètre de Skempton. Le module de compressibilité de l'eau du bloc drainé est négligeable.

Les équations d'équilibre et de continuité peuvent être comprimées dans une équation de matrice globale :

$$\begin{bmatrix} K & L \\ L^T & -S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{dv}{dt} \\ \frac{\partial p_n}{\partial t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v \\ p_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{df_n}{dt} \\ q_n \end{bmatrix} \quad (IV - 59)$$

Un procédé d'intégration simple en étape-par-étape est employé pour résoudre cette équation. En utilisant le symbole τ pour dénoter des incréments finis, l'intégration donne :

$$\begin{bmatrix} K & L \\ L^T & -S^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta v \\ \Delta p_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$q_n^* = q_{n_0} + \alpha \tau$$

les valeurs au début du premier pas et le paramètre α est le coefficient d'intégration lié au temps qui prend généralement les valeurs comprises entre 0 et 1. En PLAXIS et lors de l'intégration en utilisant un schéma implicite, $\alpha = 1$

IV -6 -2 Consolidation à l'état élasto-plastique :

L'équation d'équilibre() est remplacée par l'équation d'incrémentatation d'équilibre suivante :

$$K \delta v + L \delta P_n = r_n \quad (IV - 62)$$

r_n : est le vecteur de force résiduelle globale qui est donné par :

$$r_n = \int (N)^T f dV + \int (N)^T t dS - \int (B)^T \sigma dV \quad (IV - 63)$$

et :

IV -7. résolution de l'équation du mouvement sous vibrations sismiques :

L'équation (3) est une expression du second ordre. Pour résoudre cette équation on doit imposer des conditions initiales pour U on a \dot{U} connues :

Plusieurs méthodes utilisées pour trouver les déplacements tel que :

Méthode de Newmark et Wilson .Ces méthodes implicites permettent de construire la solution à l'instant $t + \tau$ à partir des vecteurs connus

. Elles utilisent les développements limités suivants :

$$\{U_{t+\tau}\} \approx \{U_t\} + \tau(1 - \alpha)\{\dot{U}_t\} + \alpha\{U$$

$$\{U_{t+\tau}\} = \{U_t\} + \tau\{\dot{U}_t\} + \frac{\tau^2}{2}((1 - b)\{\ddot{U}_t\} + b\{\ddot{U}_{t+\tau}\}) \dots$$

Lorsque $b = 0$, ces approximations consistent à supposer l'accélération constante dans l'intervalle $[t, t+\tau]$ et égale à sa valeur moyenne $\frac{1}{2}(\ddot{U}_t + \ddot{U}_{t+\tau})$.

Lorsque $b = 1$, ces approximations consistent à supposer une accélération variant linéairement dans l'intervalle $[t, t+\tau]$.

L'expression (3), écrite à l'instant $t + \tau$ devient :

.....

Ou :

$$[K] \dots$$

$$\{R_{t+\tau}\} = \tau^2 b \{F_{t+\tau}\} + [M] \left(\{U_t\} + \tau \{\dot{U}_t\} + \frac{\tau^2}{2} \left((1 - b) \{\ddot{U}_t\} + b \{\ddot{U}_{t+\tau}\} \right) \right) + [C] \left(\tau a \{U_t\} + \frac{\tau^2}{2} (2a - b) \{\dot{U}_t\} + \frac{\tau^3}{2} (a - b) \{\ddot{U}_t\} \right) \dots$$

Méthode de Newmark

Lorsque $\beta = \frac{1}{4}$, nous obtenons la méthode de Newmark qui est inconditionnellement stable si :

.....

Lorsque

; une condition de stabilité peut s'écrire

$$\Delta t \leq \frac{l}{c} \sqrt{\frac{1}{1 - 2\beta}}$$

Ou : c est la vitesse de propagation des ondes dans le milieu

est la dimension minimale d'un élément

Lorsque $\beta = \frac{1}{4}$, la méthode est explicite. Les valeurs les plus utilisées sont

$$a = b = \frac{1}{2}$$

Après résolution de (67), il faut calculer en utilisant (65) et (66)

Chapitre IV

Résolution numérique des équations de base

IV -8. Calcul des contraintes de cisaillement dues aux mouvements sismiques :

Toutes les solutions analytiques ont des défauts tant que les hypothèses des calculs soumises à des considérations parfaites du système (élastique linéaire, avec l'atténuation par hystérésis peut-être linéaire), et que les propriétés des sol doivent être homogènes. ce qui ne reflète pas la réalité tant que les sols réels se composent souvent de plusieurs couches de propriétés variables, et souvent ils présentent des propriétés non linéaires. Par conséquent une solution numérique peut être l'approche la plus significative. Dans cette section une méthode numérique simple de solution est présentée.

Pour cette classe il y a peu de différence entre les diverses techniques numériques existantes, telles que la méthode des éléments finis et les différences finies. Par conséquent la plus simple de ces méthodes est le schéma explicite aux différences finies exposé ci-dessous. Le modèle numérique est fondé sur une description des équations de base en termes de déplacement latéral v , vitesse latérale \dot{v} , et effort de cisaillements τ . On subdivise le massif en un certain nombre n d'éléments, et soit la vitesse d'un élément typique dénotée v_i . L'effort de cisaillement sur l'intrados dénoté τ_i , et l'effort de cisaillement sur l'extrados dénoté τ_{i-1} ,

L'équation du mouvement de l'élément est :

$$\rho \frac{\partial v_i}{\partial t} = \frac{\tau_i - \tau_{i-1}}{\Delta y} \quad (\text{IV} - 71)$$

Δy :est l'épaisseur de l'élément

Si la variable τ est maintenant exprimée comme $\tau = c \dot{v}$ cette équation peut également être écrite comme suit :

$$\frac{\partial v_i}{\partial t} = c^2 \frac{s_i - s_{i-1}}{\Delta y} \quad (\text{IV} - 72)$$

La forme des différences finies de l'équation ci-dessus est :

$$v'_i = v_i + c^2 \frac{\Delta t (s_i - s_{i-1})}{\Delta y} \quad (\text{IV} - 73)$$

Tel que :

$$v_i = \frac{\partial u_i}{\partial t} \quad (\text{IV} - 74)$$

$$u'_i = u_i + v_i \Delta t \quad (\text{IV} - 75)$$

Chapitre IV

Résolution numérique des équations de base

$$\tau_i = \mu \frac{\partial u}{\partial y} + \mu t_r \frac{\partial v}{\partial y} \quad (\text{IV} - 76)$$

$$s_i = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{2\xi}{\omega} \frac{\partial v}{\partial y} \quad (\text{IV} - 77)$$

La forme des différences finies de l'équation ci-dessus est :

$$s_i = \frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta y} + \frac{2\xi}{\omega} \frac{(v_{i+1} - v_i)}{\Delta y} \quad (\text{IV} - 78)$$

Un modèle numérique peut être maintenant développé comme suit. Si le problème est encore celui de la propagation d'onde de cisaillement d'une certaine profondeur sur la surface du sol, la condition aux limites de la frontière inférieure de la couche peut être considérée comme

$$u = u_n \text{ et } v = v_n \quad (\text{IV} - 79)$$

En utilisant l'équation (de $y=0$ à $y=h$) les efforts de cisaillement à chaque niveau (de $t=0$ à $t=\Delta t$) peuvent maintenant être calculés, en supposant que les déplacements du premier niveau de la couche elle-même sont au commencement zéro. En employant l'équation (de $t=0$ à $t=\Delta t$) les vitesses à la fin de l'intervalle de temps peuvent alors être calculées, et finalement les déplacements à la fin de ce même intervalle peuvent aussi être calculés en utilisant l'équation (de $y=0$ à $y=h$)

Ce processus peut alors être répété pour autant d'étapes comme désiré

Dans un programme de calcul l'intervalle de temps Δt devrait être si petit dans le but d'assurer la convergence de la solution de l'équation de base donnée ci-dessous :

$$\frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{2\xi}{\omega} \frac{\partial^3 u}{\partial t \partial y^2} \quad (\text{IV} - 80)$$

Pour que la solution par différences finies soit stable on doit respecter la condition :

CHAPITRE V

Analyse du comportement dynamique du barrage en terre

V-3. Matériaux des différentes couches

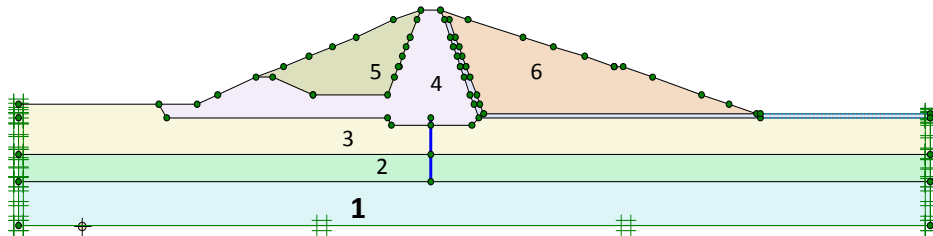


Fig. V-2 . Numérotation des couches

Table

au [V-4] Désignations des couches avec les paramètres associés

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2	3
		fondation inferieure	<milieu de la fondation>	<fondation de base>
Type		Non-poreuse	Drainé	Drainé
γ_{nonsat}	[kN/m ³]	22.40	17.20	21.10
γ_{sat}	[kN/m ³]	22.40	20.10	23.50
k_x	[m/jour]	0.000	0.002	0.000
k_y	[m/ jour]	0.000	0.001	0.000
e_{init}	[-]	0.010	0.010	0.110
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15

E_{ref}	[kN/m ²]	400000.000	900000.000	300000.000	
ν	[-]	0.310	0.260	0.320	
G_{ref}	[kN/m ²]	152671.756	357142.857	113636.364	
E_{oed}	[kN/m ²]	554439.534	1101190.476	429292.929	
c_{ref}	[kN/m ²]	8.00	6.00	11.00	
ϕ	[°]	32.00	31.00	31.00	
ψ	[°]	0.00	0.00	0.00	
$T_{str.}$	[kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	
$R_{inter.}$	[-]	1.00	1.00	1.00	
Perméabilité d'interface		Imperméable	Neutre	Neutre	
Mohr-Coulomb		4	5	6	7
		<noyau>	<recharge avale>	recharge amont	Filtre et drains
Type		Non drainé	Drainé	Drainé	Drainé
$\gamma_{nonnsat}$	[kN/m ³]	18.60	17.50	17.10	18.50
γ_{sat}	[kN/m ³]	21.30	19.60	19.30	20.00
k_x	[m/ jour]	0.000	0.000	0.025	8.000
k_y	[m/ jour]	0.000	0.000	0.025	4.000
e_{init}	[-]	0.100	0.180	0.280	0.300
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15

E_{ref}	[kN/m ²]	400000.000	450000.000	800000.000	600000.000
ν	[-]	0.350	0.300	0.280	0.200
G_{ref}	[kN/m ²]	148148.148	173076.923	312500.000	250000.000
E_{oed}	[kN/m ²]	641975.309	605769.231	1022727.273	666666.667
c_{ref}	[kN/m ²]	40.00	8.00	8.00	1.00
ϕ	[°]	15.00	31.00	31.00	41.00
ψ	[°]	0.00	0.00	0.00	14.00
$R_{inter.}$	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00
Perméabilité d'interface		Neutre	Neutre	Neutre	Neutre

Tableau [V-6] Paramètres du voile étanche

EA	EI	W	ν	Mp	Np
[kN/m]	[kNm ² /m]	[kN/m/m]	[-]	[kNm/m]	[kN/m]
2E6	8000.00	2.00	0.20	1E15	1E15

V-4. Maillage

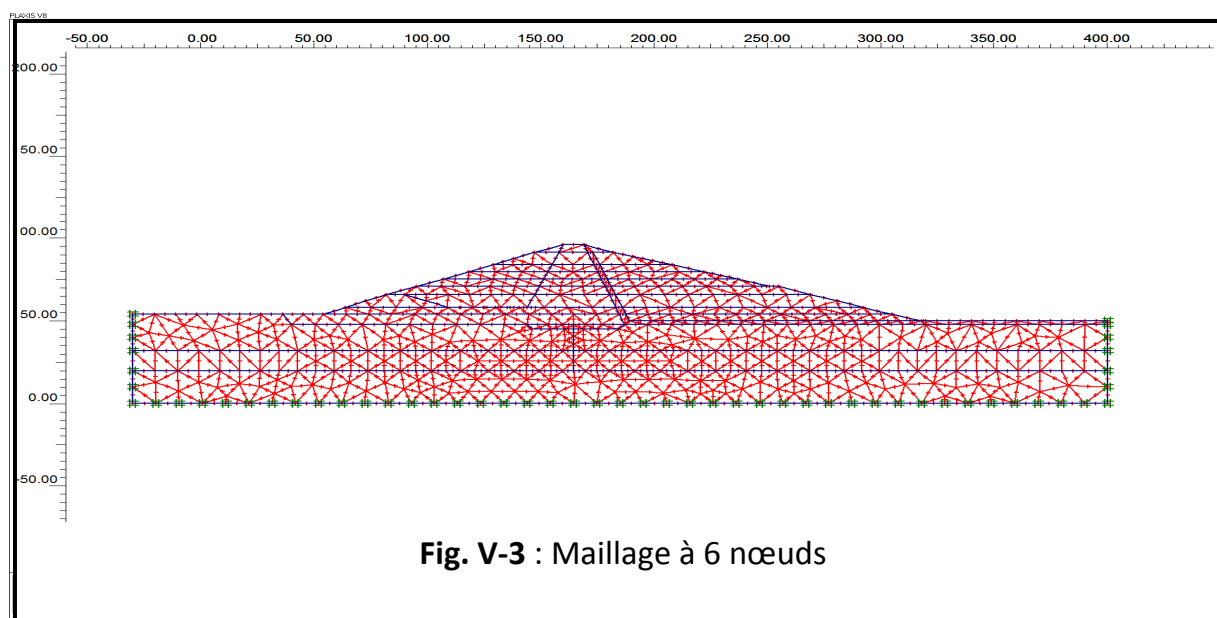


Tableau [V-5] Nombre et type d'éléments, et type d'intégration

Désignations	Type des éléments	Type d'intégration	Total
sol	6-nœuds affectés au triangle	3-points Gauss	934
Voile étanche	3- nœuds pour une ligne	3-points Gauss	6

V-5. phases des calculs

Les calculs numériques ont été faites en 23 phases qui sont :

Les 11 premières phases : des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de son exécution sur la base des paramètres des couches alternées jusqu'à la fin de sa construction ;

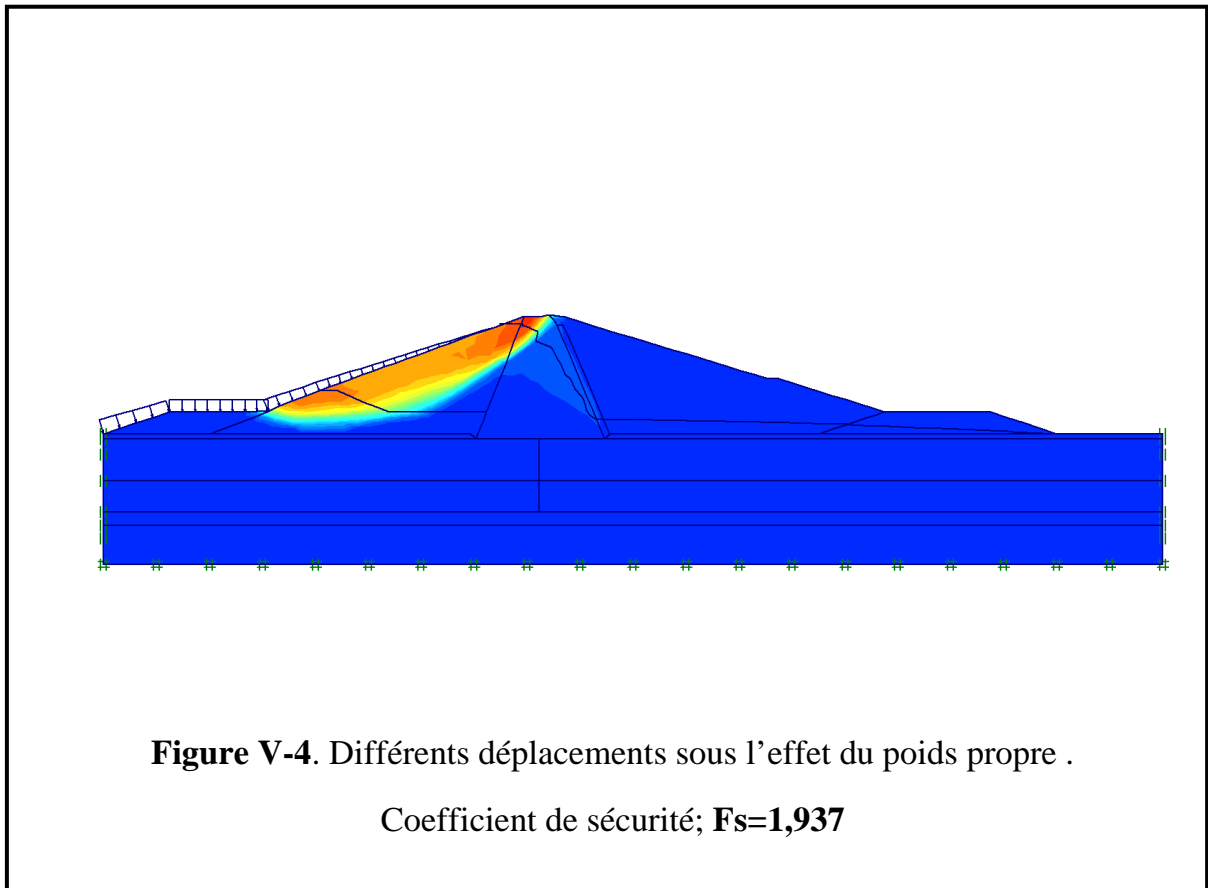
La 12^{ième} phase de calcul , pour l'analyse de la stabilité du barrage en fin de sa construction (barrage vide) ;

De la 13^{ième} phase jusqu' à la 20^{ième} phase : des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de remplissage progressif du barrage par les eaux sous l'effet du poids propre du barrage et les forces hydrostatiques et ainsi sous l'effet des écoulements des eaux jusqu' à la 20^{ième} phase qui est le cas ou le barrage est plein (le niveau optimal des eaux de remplissage du barrage).

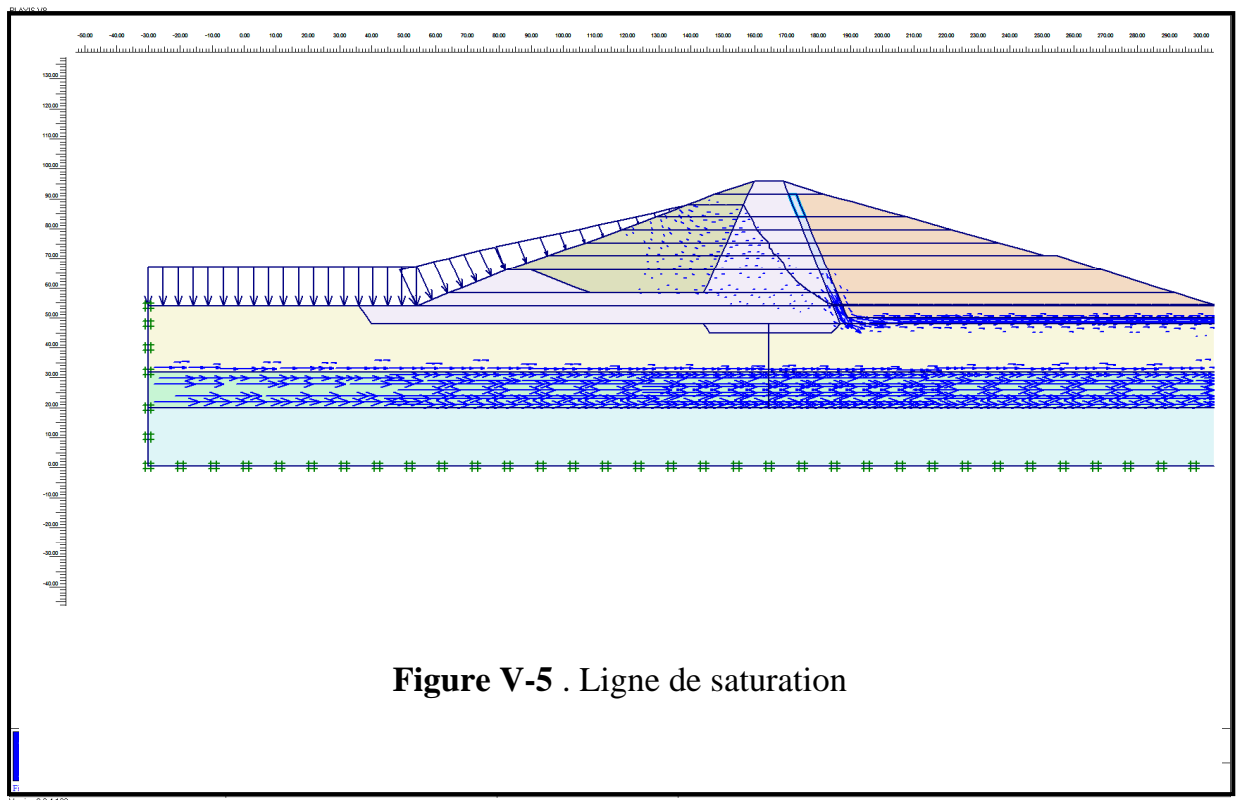
- la 21^{ième} phase : des calculs pour l'analyse de la stabilité du barrage en état plein par les eaux .
- La 22^{ième} phase : des calculs pour l'analyse du comportement du barrage en état plein par les eaux tenant compte de la consolidations des sols constituant la structure du barrage.
- La 23^{ième} phase : des calculs pour l'analyse dynamique du comportement du barrage en état plein soumis aux sollicitations sismiques dont la prescription des déplacements des ondes sismiques horizontales est supposée dirigées de l'amont du barrage vers son aval .

V-6. Résultats et interprétations:

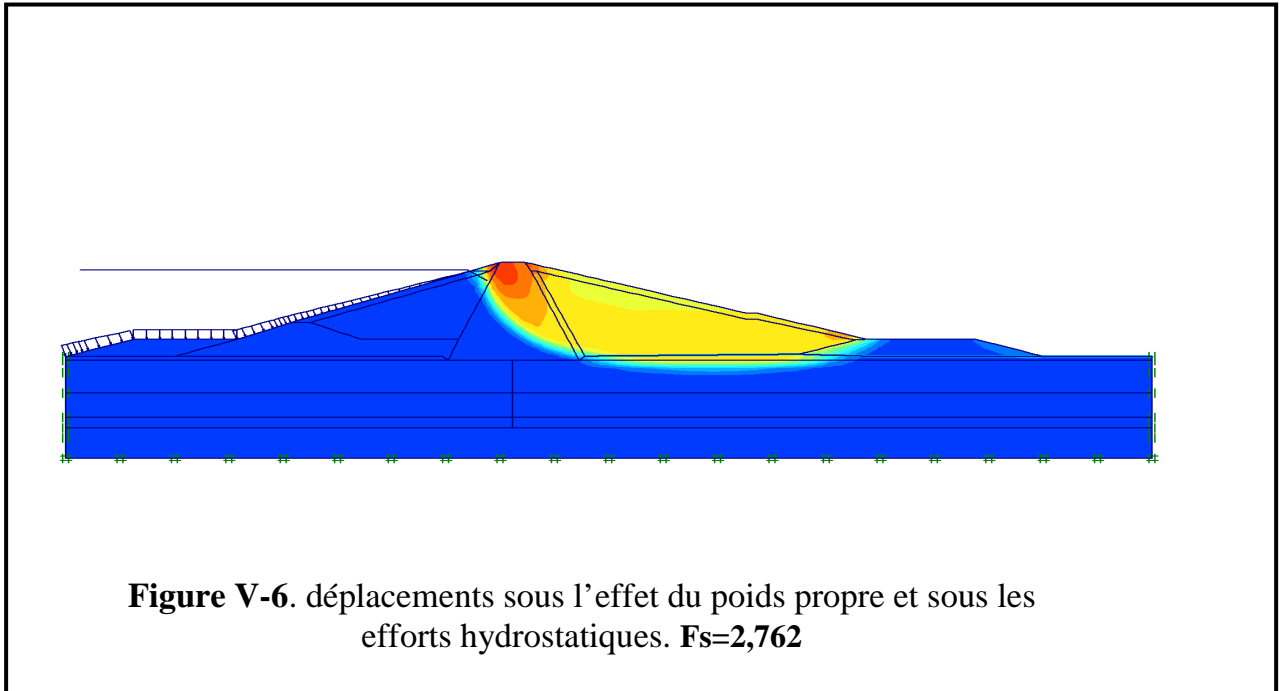
V-6-1 .Stabilité du barrage en phase finale de son exécution (barrage vide) : Les calculs numériques par PLAXIS en phase finale de l'exécution du barrage donnent un coefficient de sécurité minimal **Fs=1,313**. La figure V-4



V-6-2 . Résultats des calculs numériques de la hauteur harmonique h (ligne de saturation):(Voir figure V-5)après chargement du barrage .

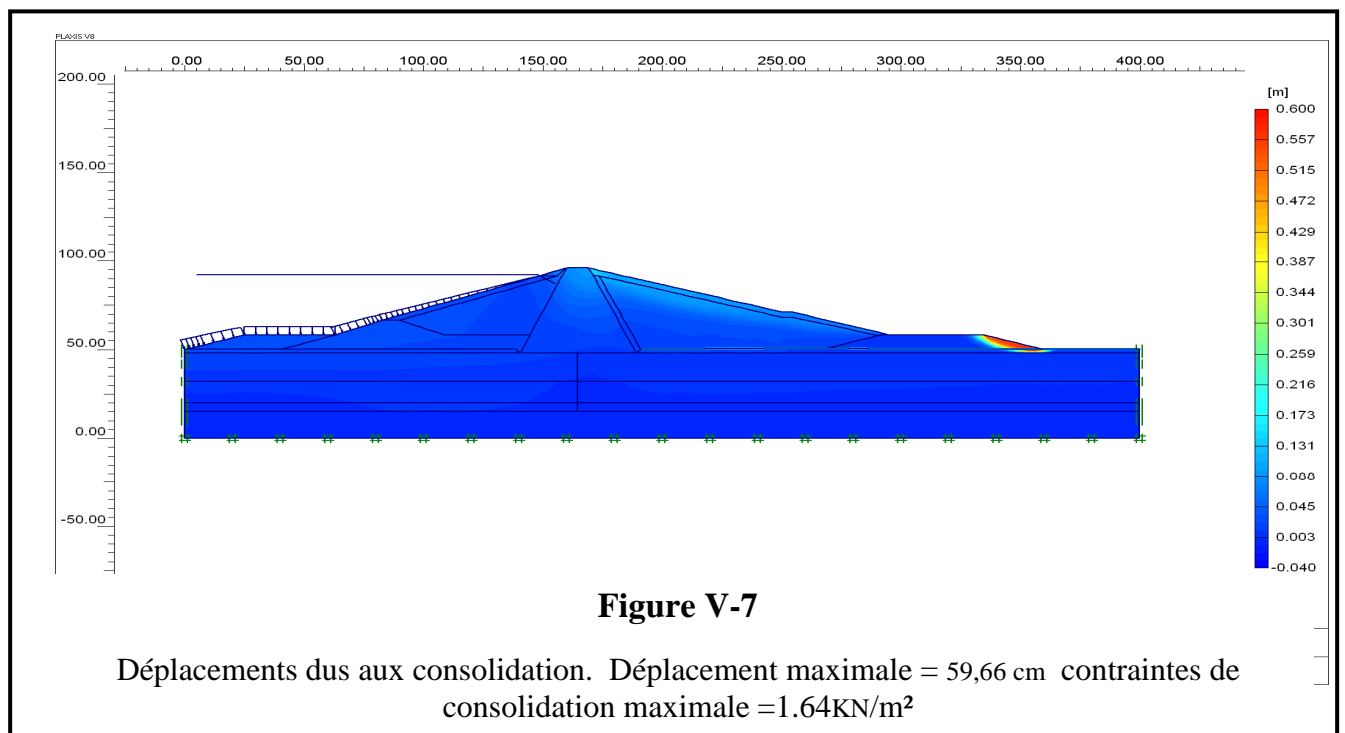


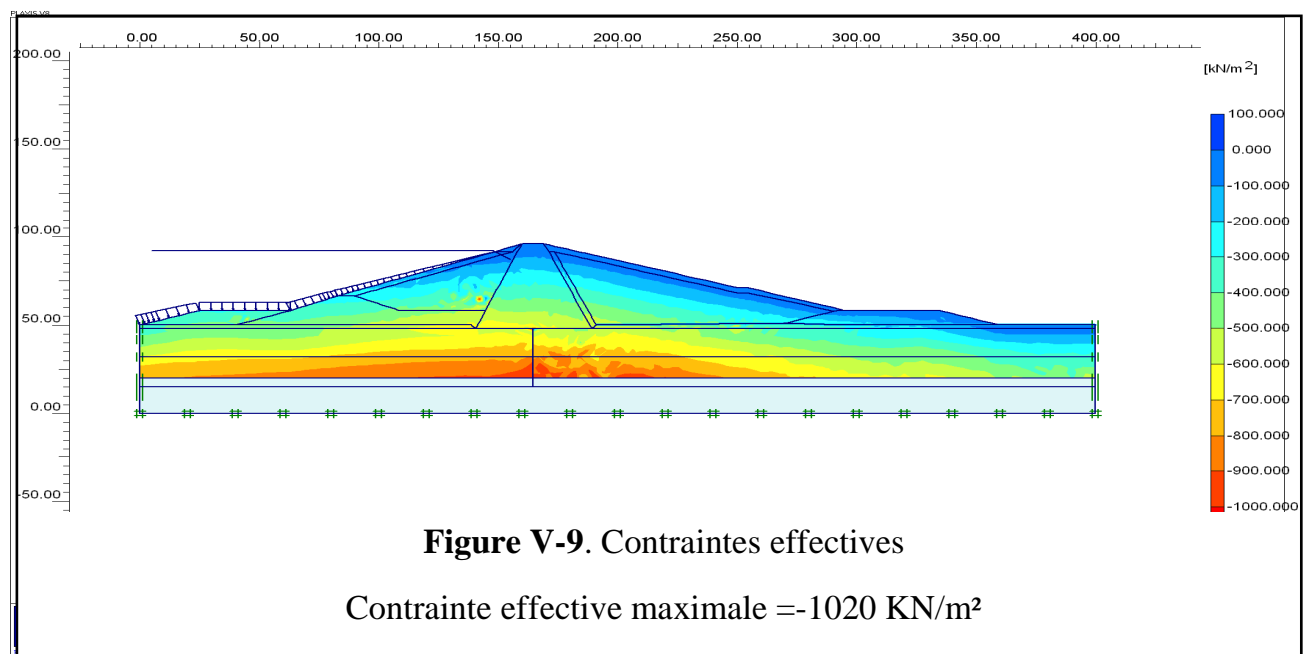
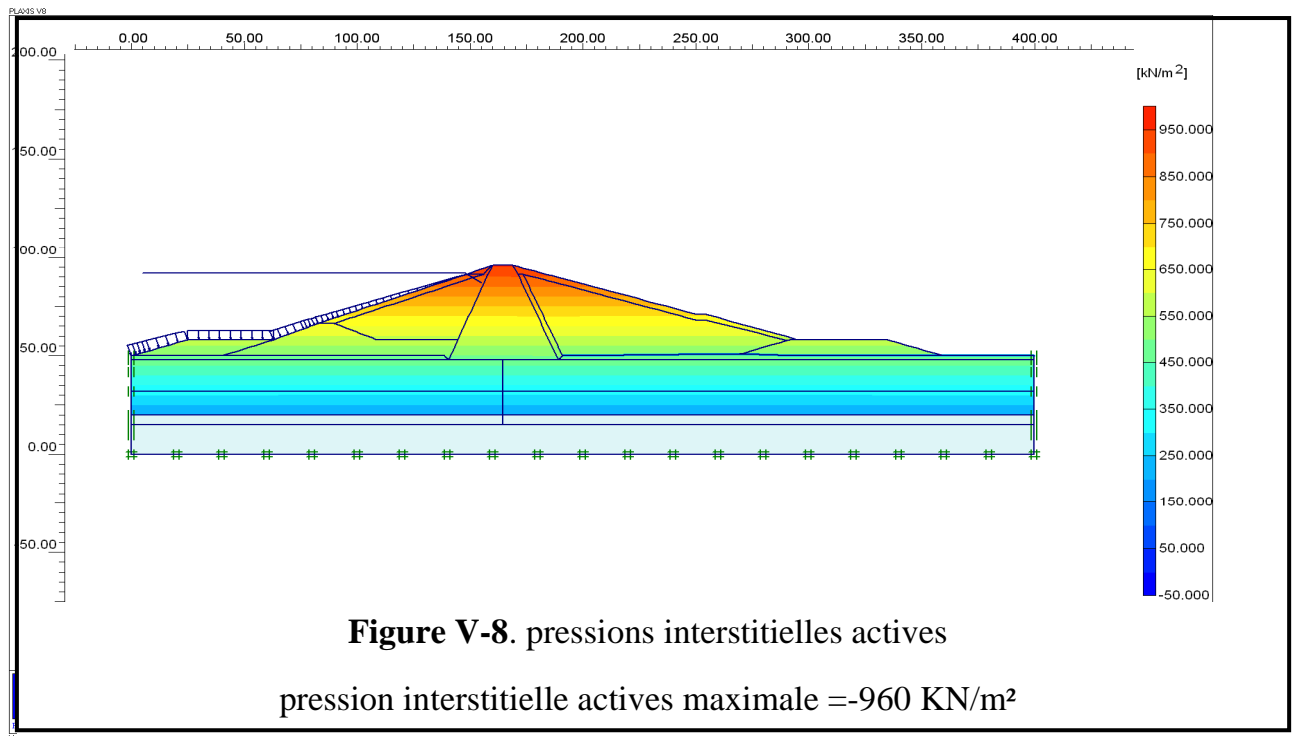
V-6-3. Stabilité du barrage sous les charges hydrostatique et sous l'effet du poids propre des matériaux constituant la structure du barrage (barrage plein d'eau) : Les calculs numériques par PLAXIS en phase de chargement du barrage par les eaux jusqu'au niveau optimal donnent un coefficient de sécurité minimal $F_s=2,273$ (Voir figure V-6).



V-6-4. Effet de la consolidation :

Les calculs numériques par PLAXIS des déplacements en tenant compte des contraintes de consolidation donne $u(\max)=59,66 \text{ cm}$ avec (Figures) :





V-6-5. Analyse du comportement dynamique du barrage sous sollicitation sismique :

V-6-5-1. Caractéristiques de la secousse sismique supposée:

la figure ci-dessous montre les aractéristiques du séisme dans lequel on suppose que le barrage est sous sa sollicitation, tel que :moment magnitude , distance d'épicentre , l'accélération de pic et la fréquence dominante, ainsi que l'allure de l'accélérogramme prise dans les calculs :

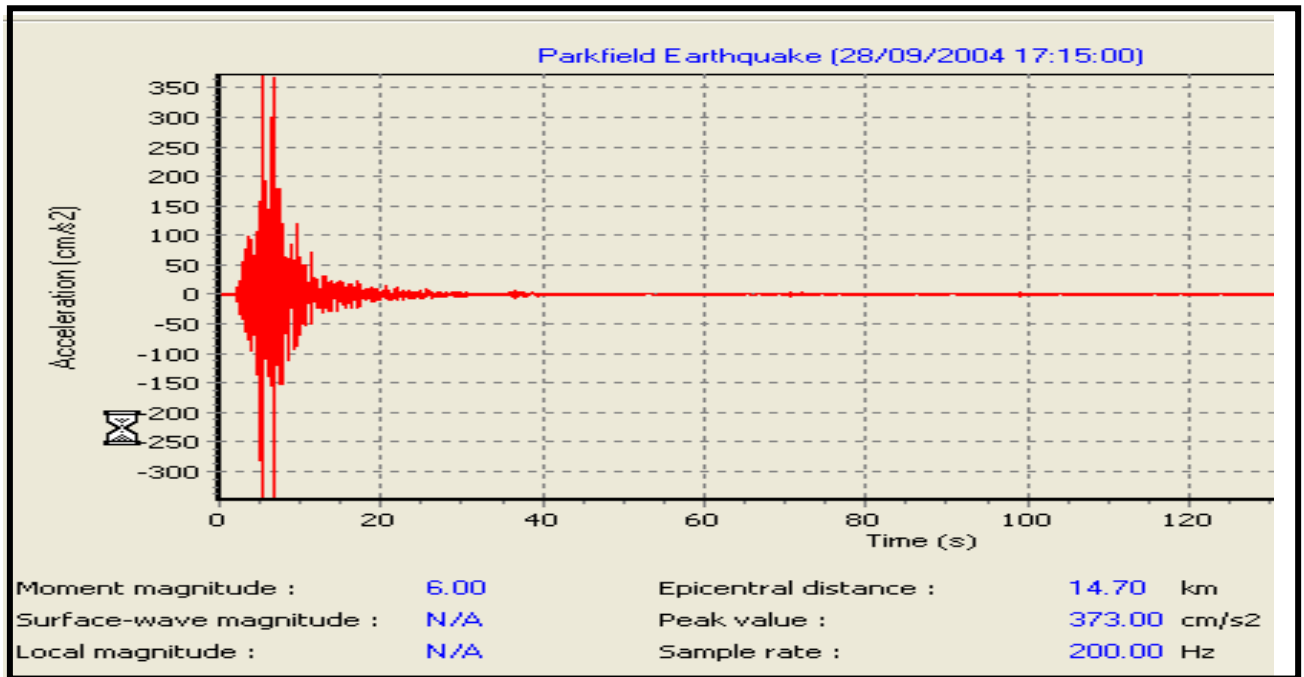
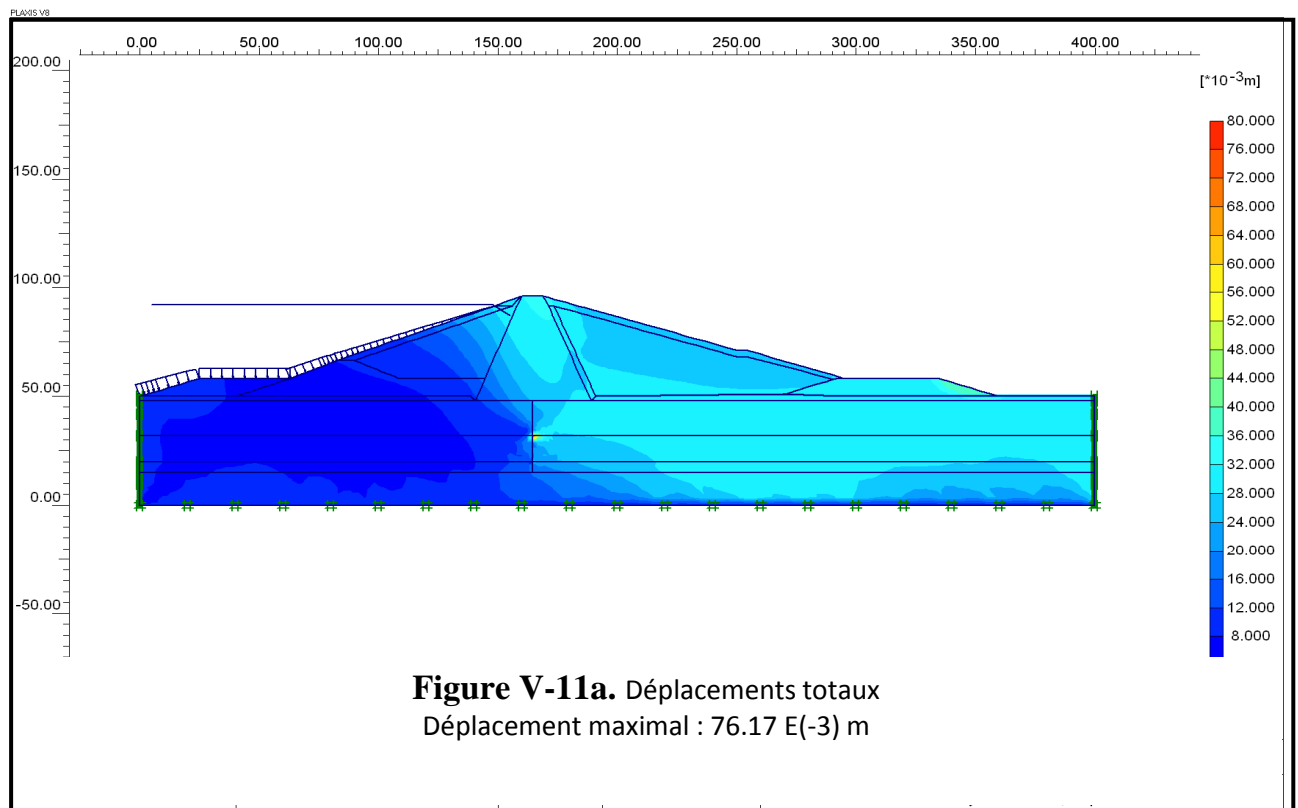


Figure V-10

V-6-5-2. Résultats des calculs sous l'effet de la sollicitation sismique :

V-6-5-2-1 . Déplacements :Figures : V-11a, V-11b et V-11c



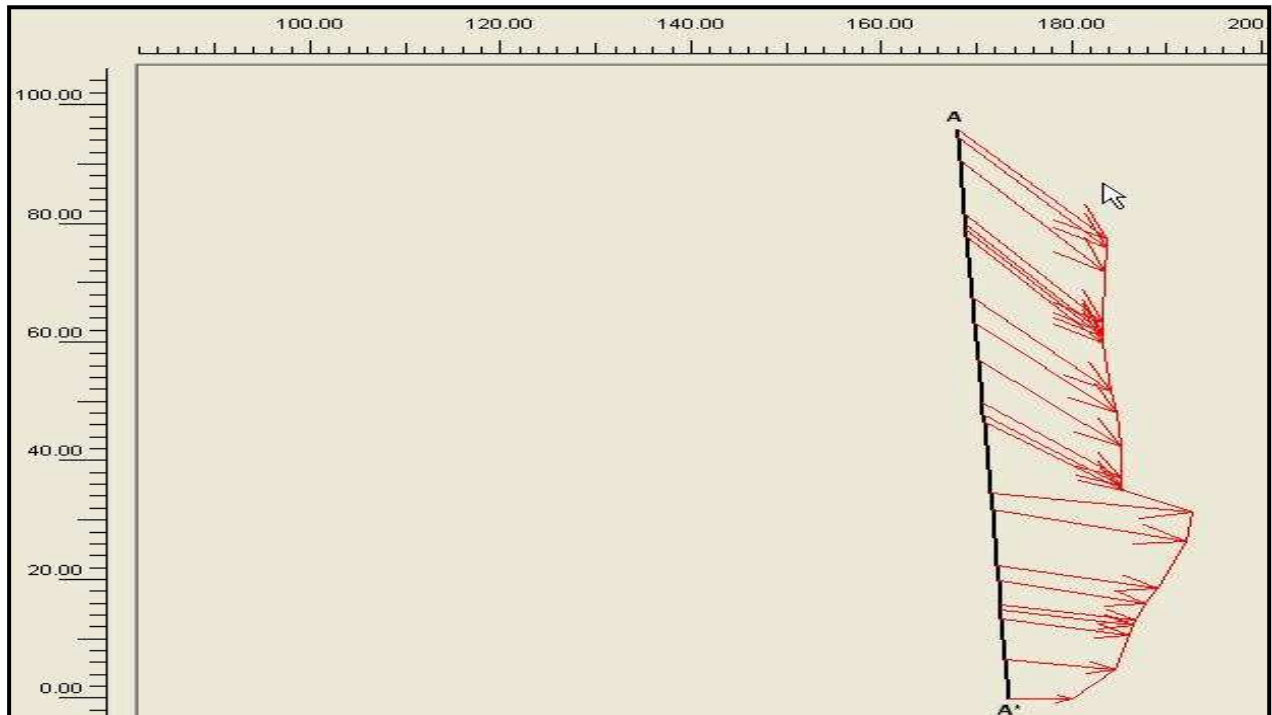


Figure V-11b. Diagramme des déplacements selon la section verticale
Déplacement maximal : $32.72E(-3)$ m

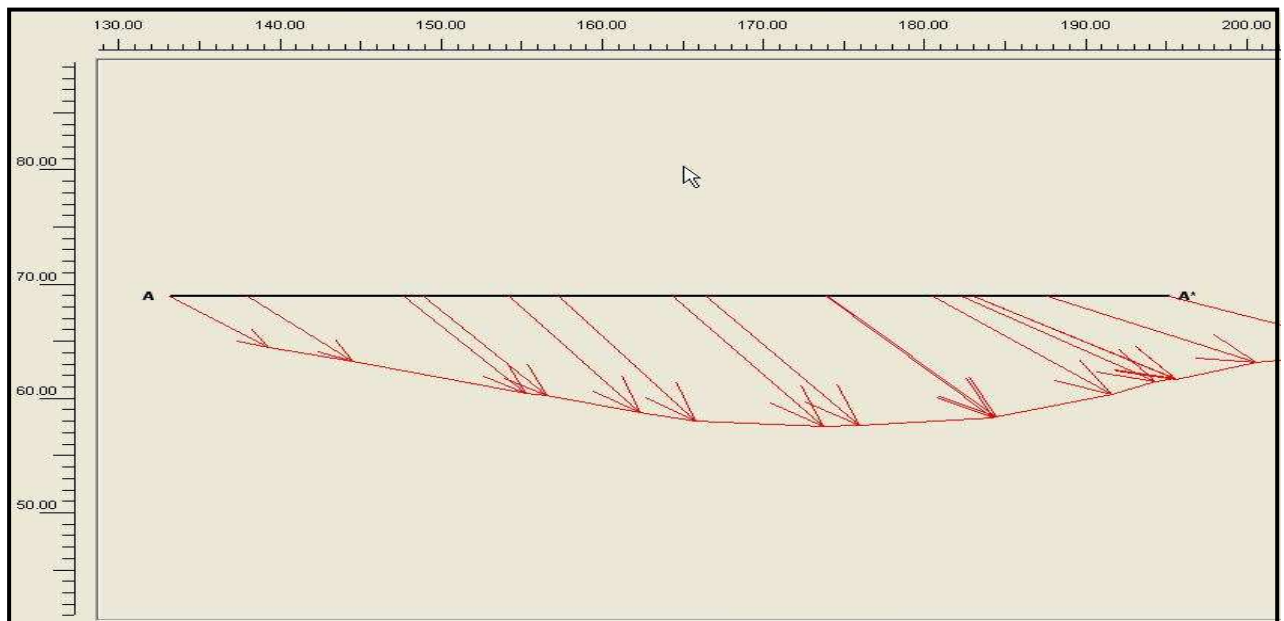


Figure V-11c. Diagramme des déplacements selon la section horizontale
Déplacement maximal : $29,13 E(-3)$ m

V-6-5-2-2 Accélérations temporaires en un point de la structure :

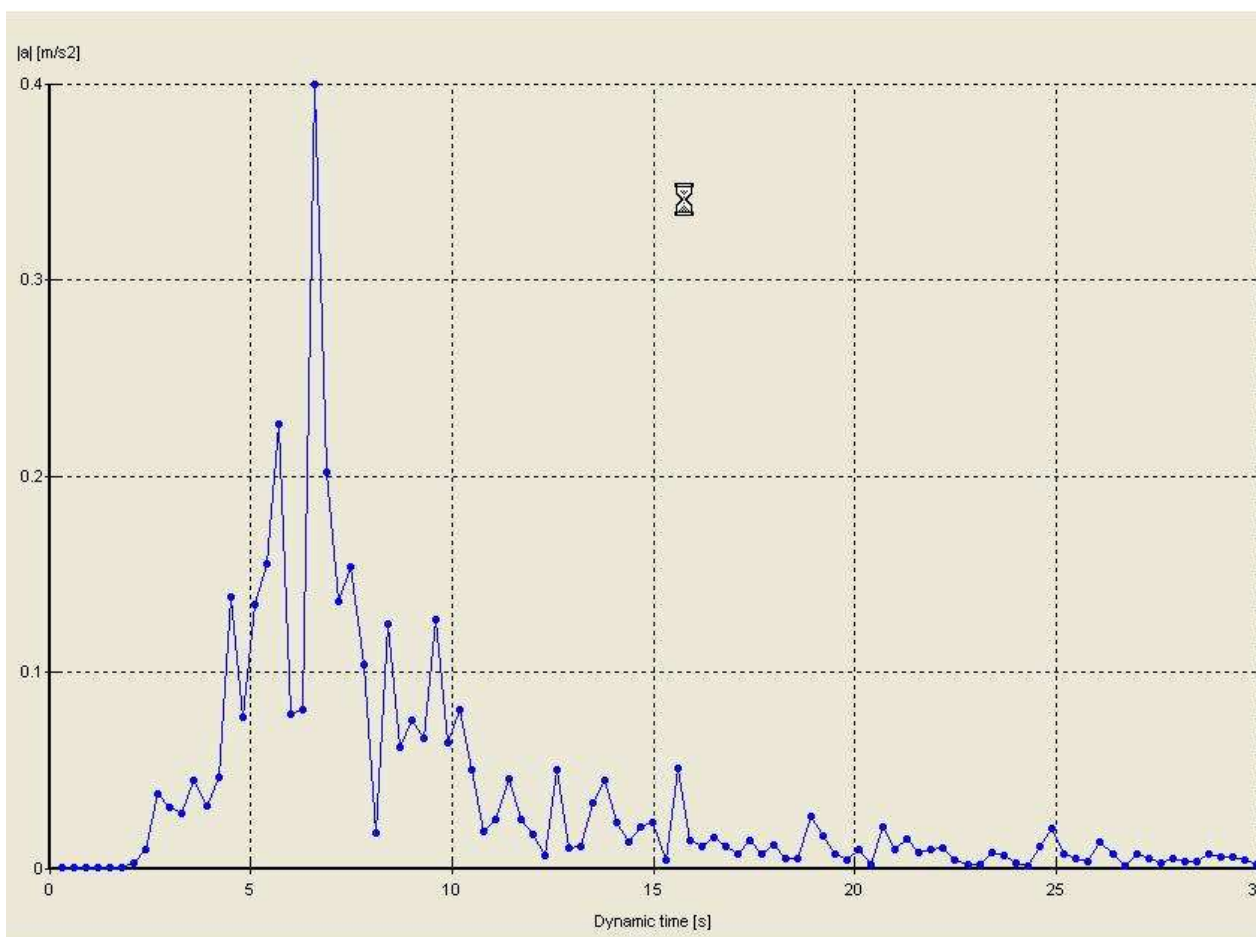


Figure V-12. Intensités des accélérations instantanées au point B(132/79,77) .

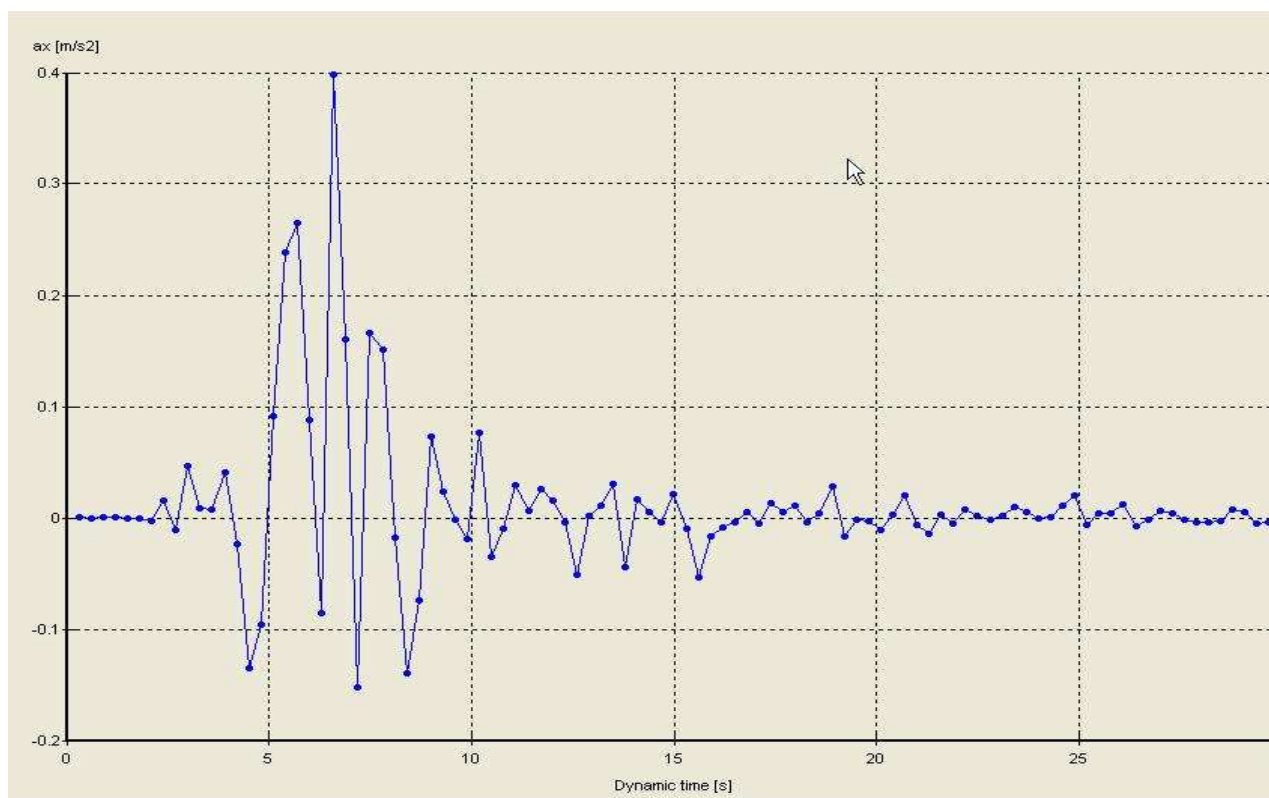


Figure V-13. Accélérations horizontales instantanées au point C(101,80 ;69.07) .
 $a_{x\max}=0,4\text{m} / \text{s}^2$

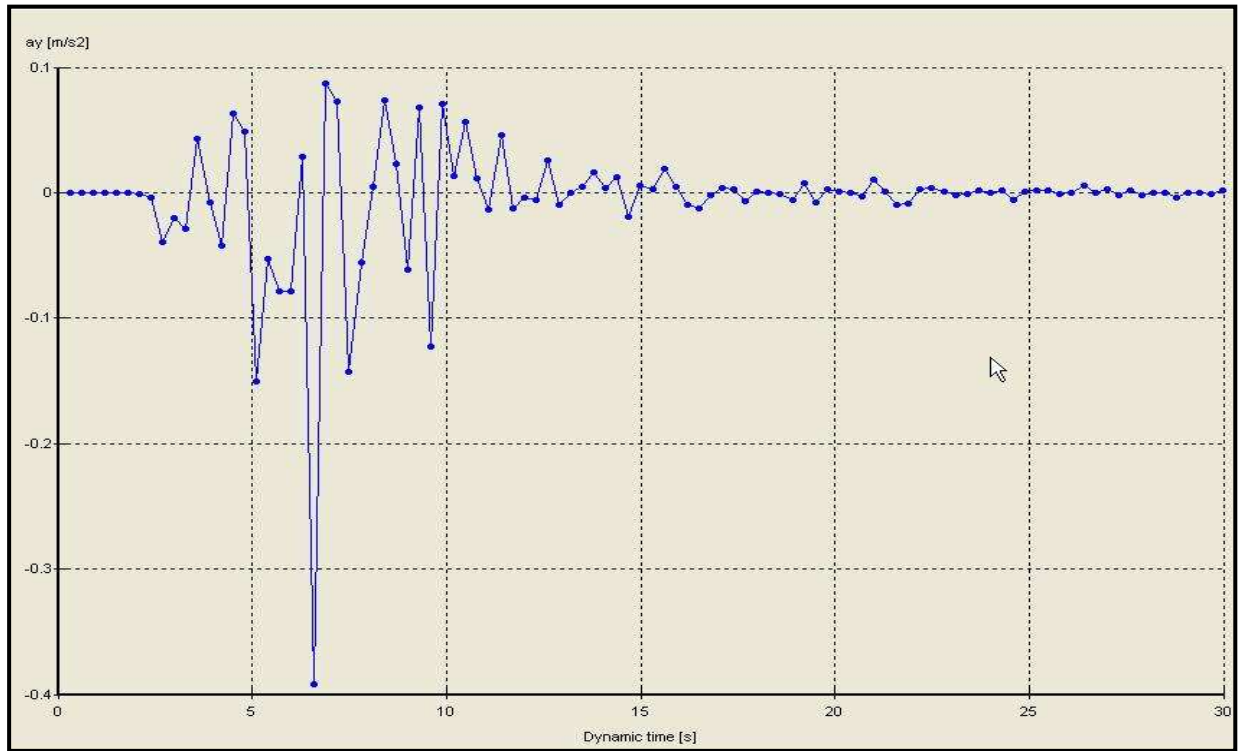


Figure V-14. Accélérations verticales instantanées au point C(101,80 ;69.07) .
 $a_{y\max}=0,392\text{m /s}^2$

V-6-5-2-3. Effets des accélérations sur les déplacements de la structure au point A

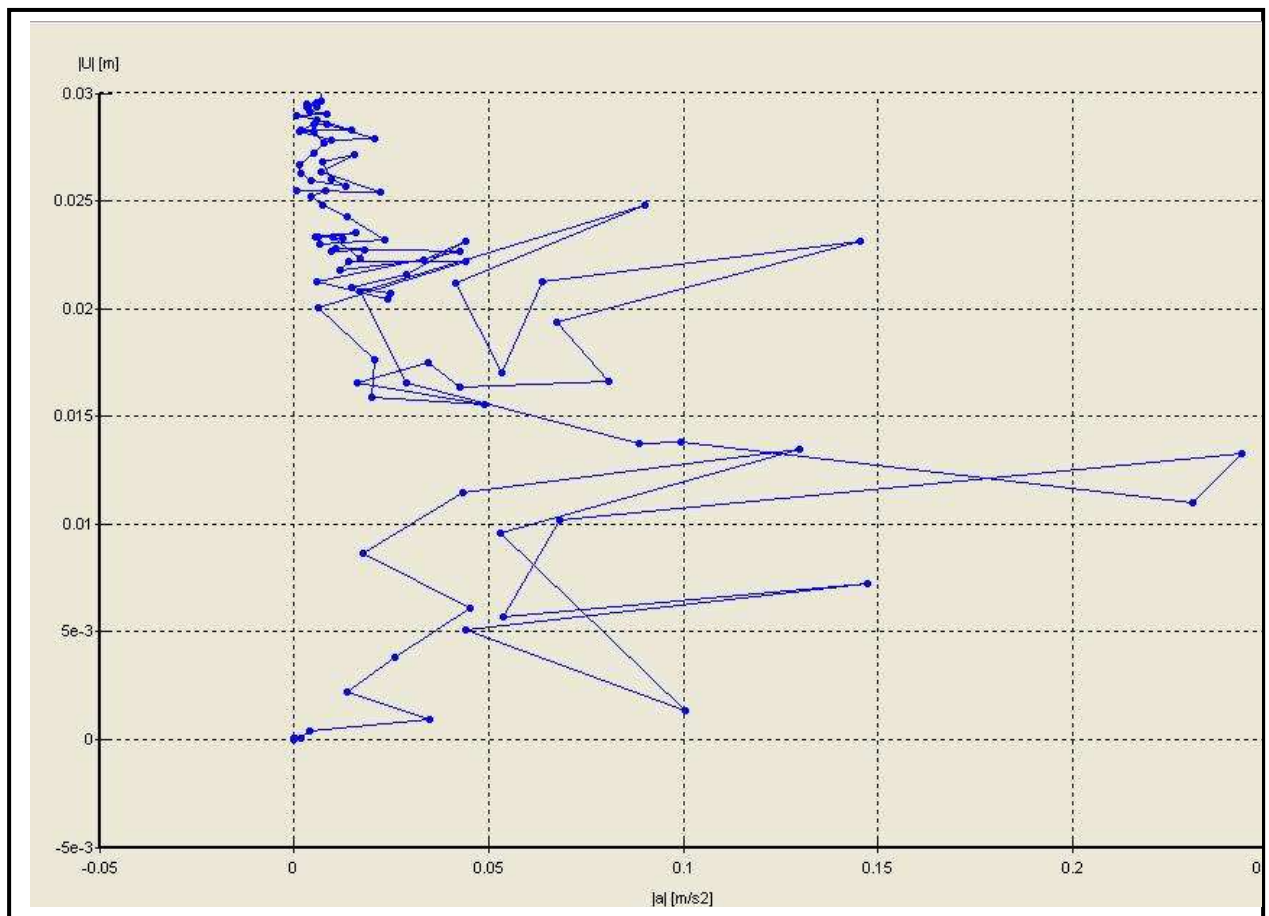


Figure V-15. Intensités des accélérations -Déplacements au point A ., $u_{\max}=0,031\text{m}$

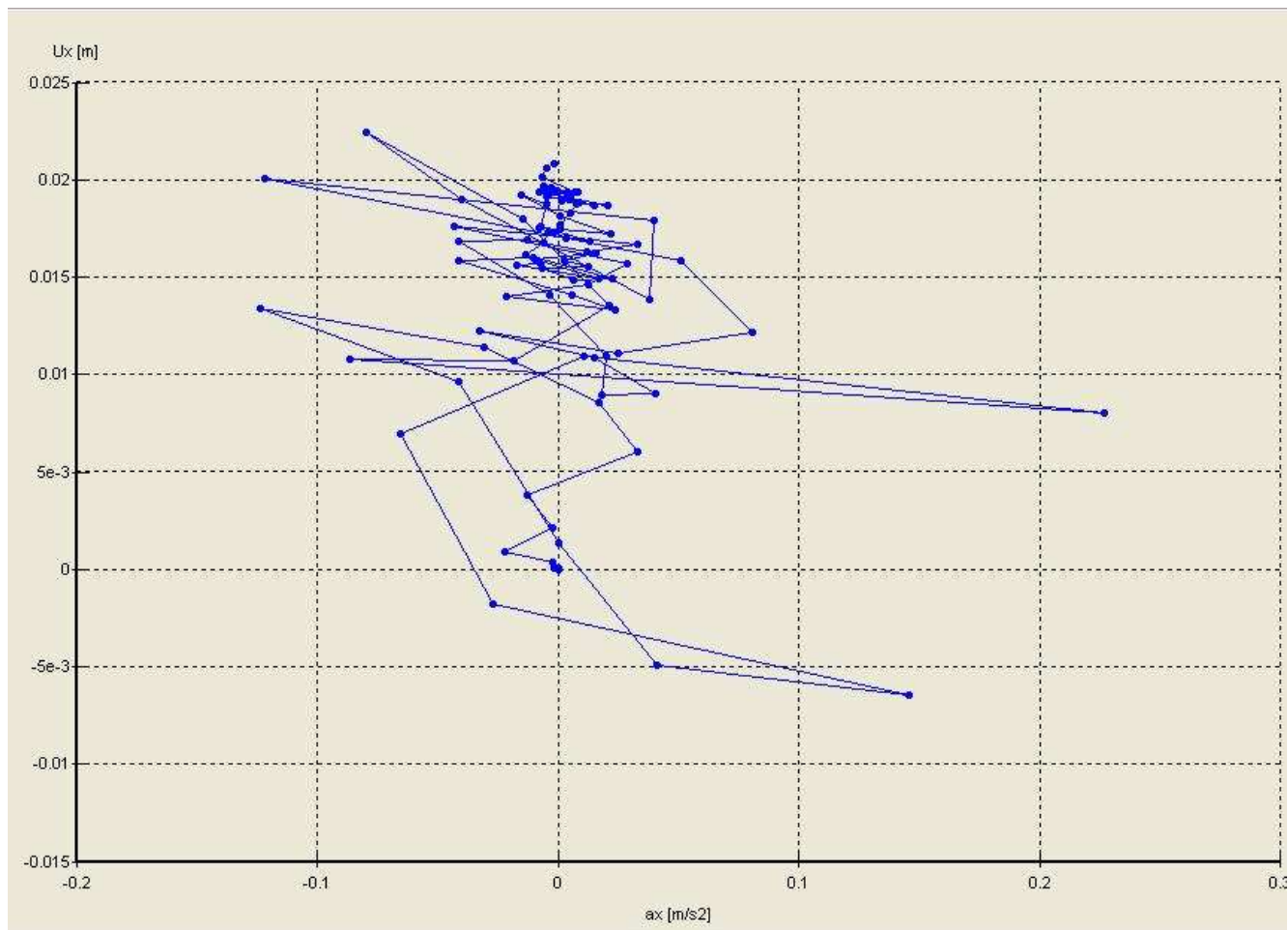


Figure V-16. -Accélérations horizontales- Déplacements horizontaux au point A

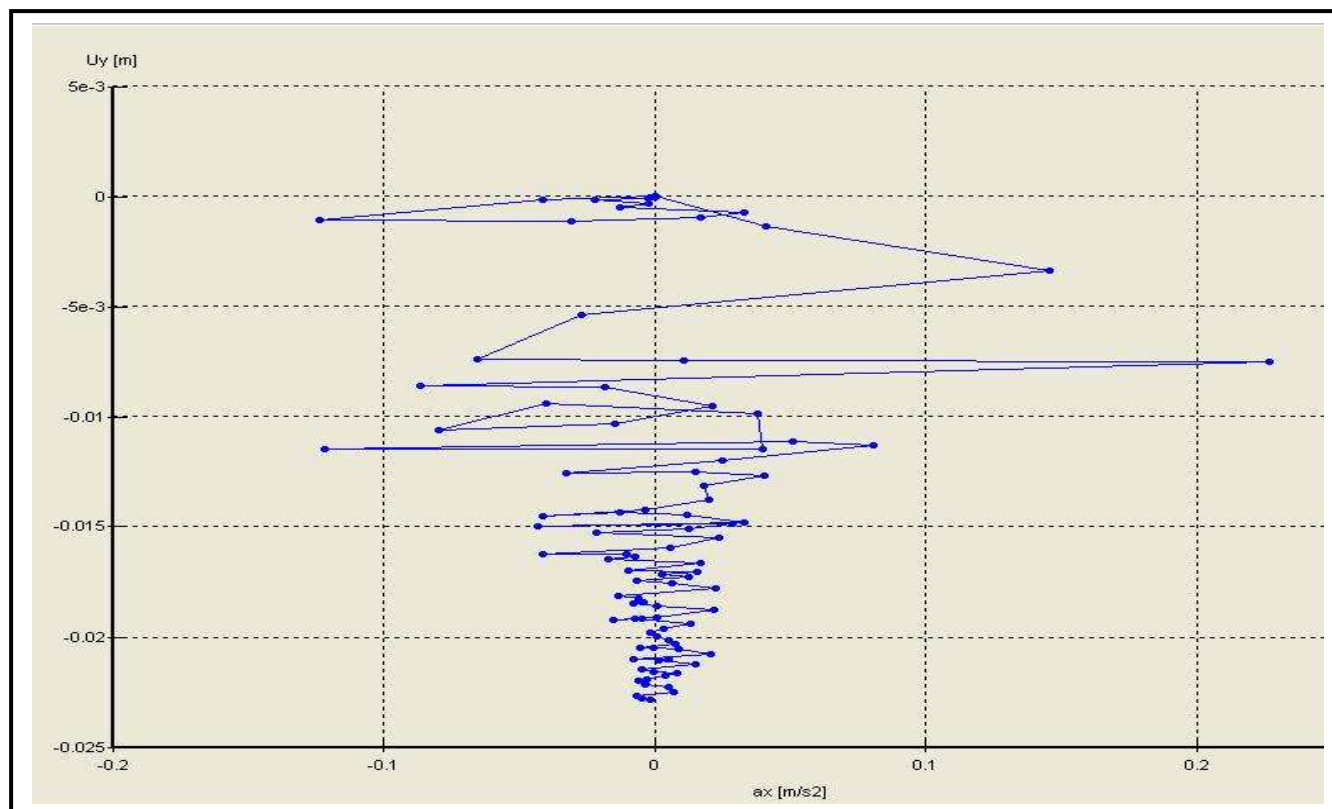


Figure V-17. -Accélérations horizontales- Déplacements verticaux au point A

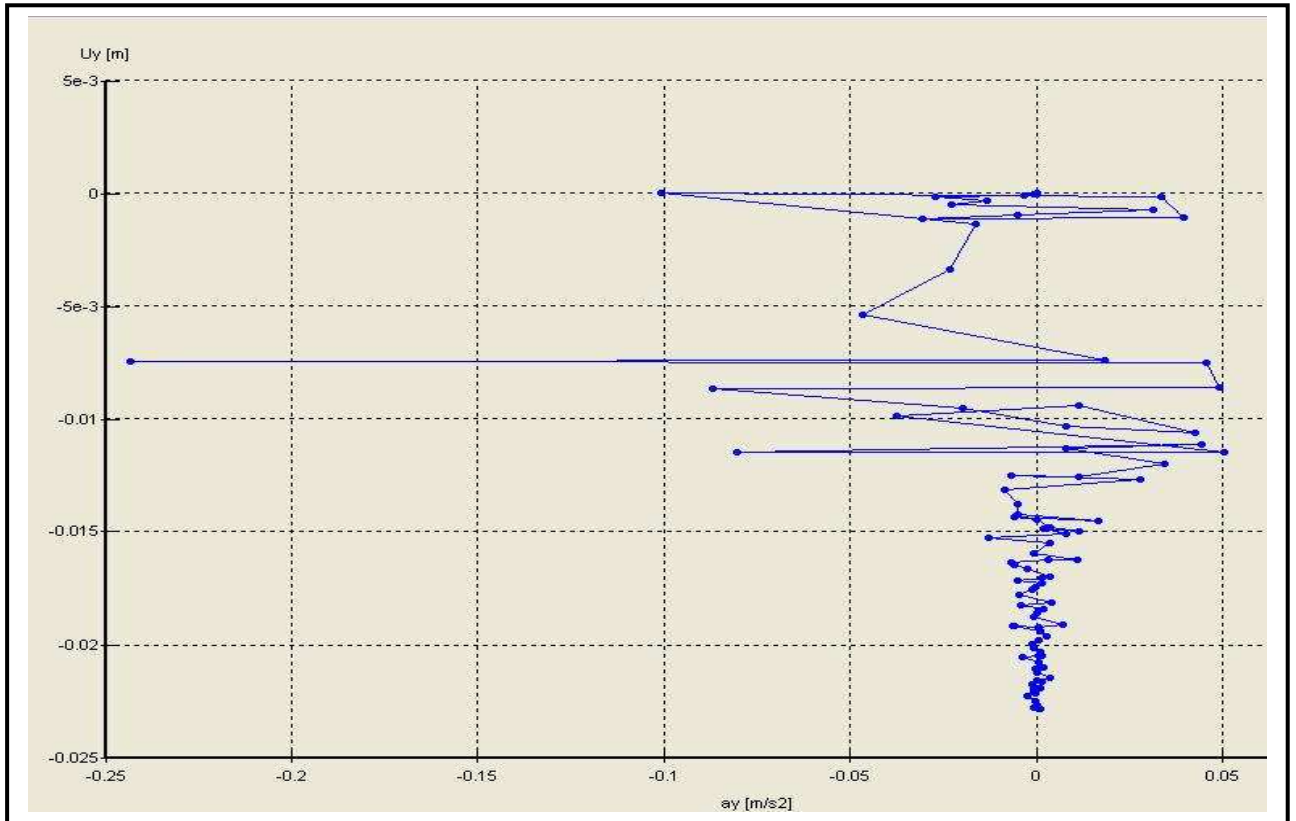


Figure V-18. -Accélérations verticales- Déplacements verticaux au point A

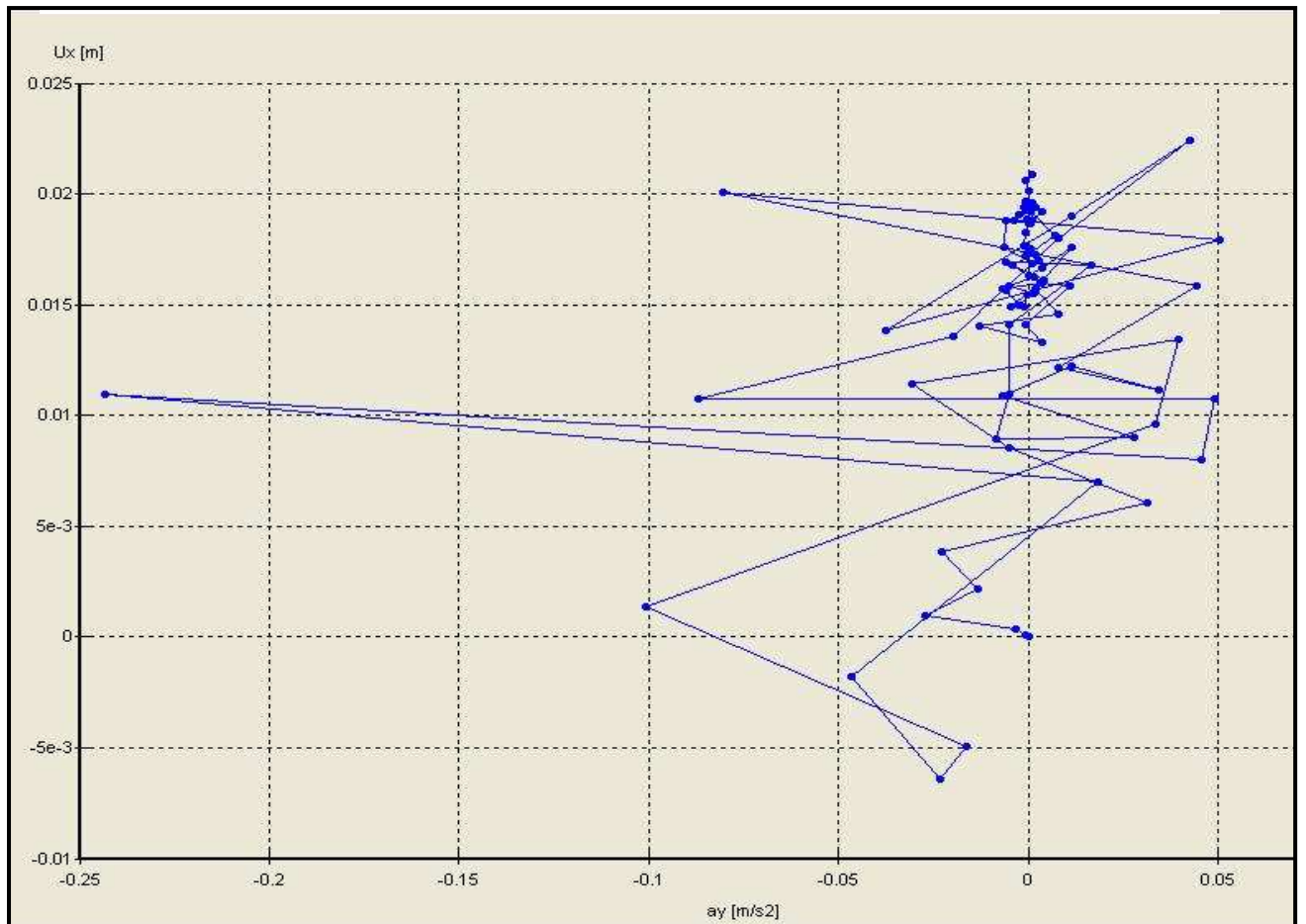
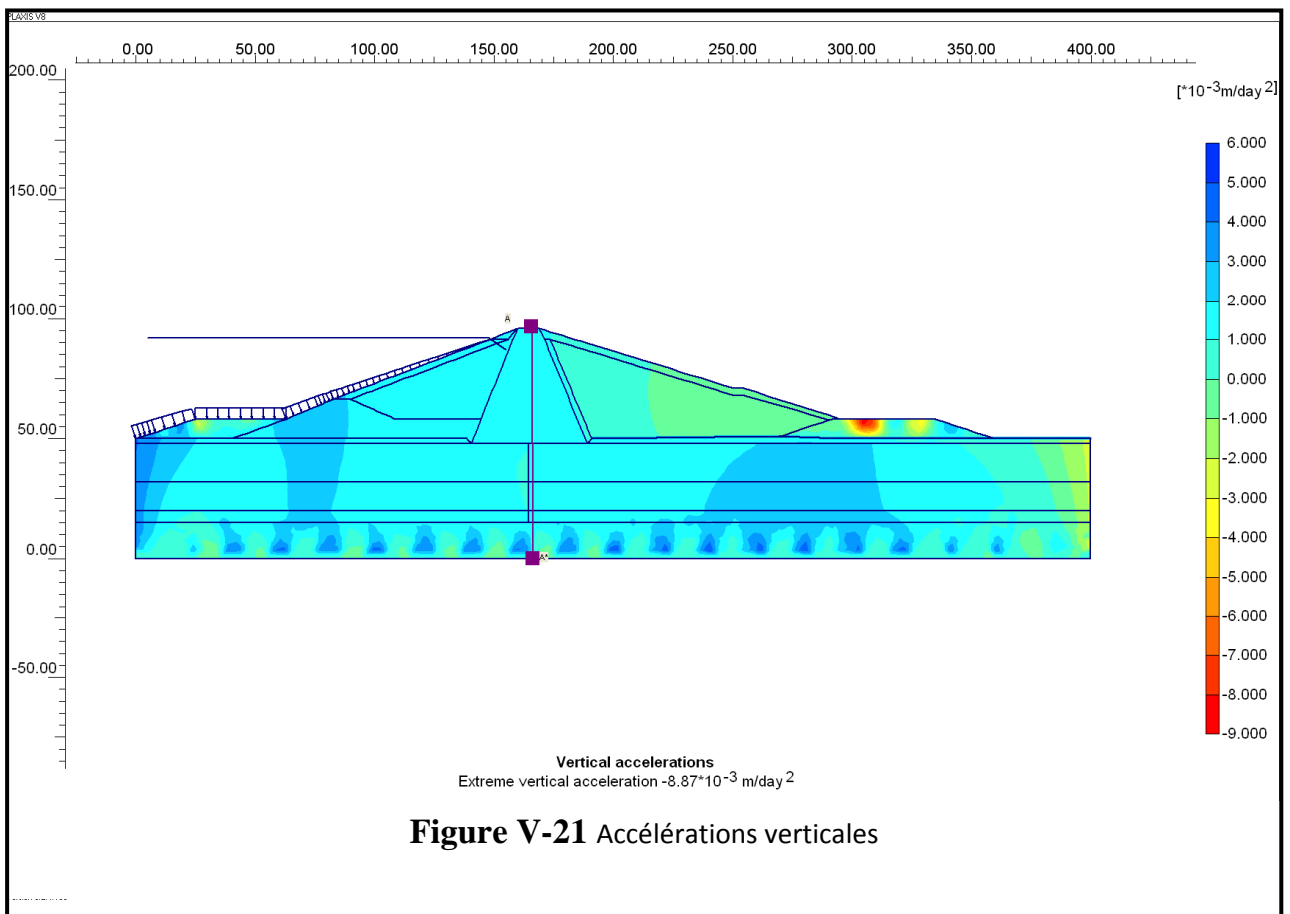
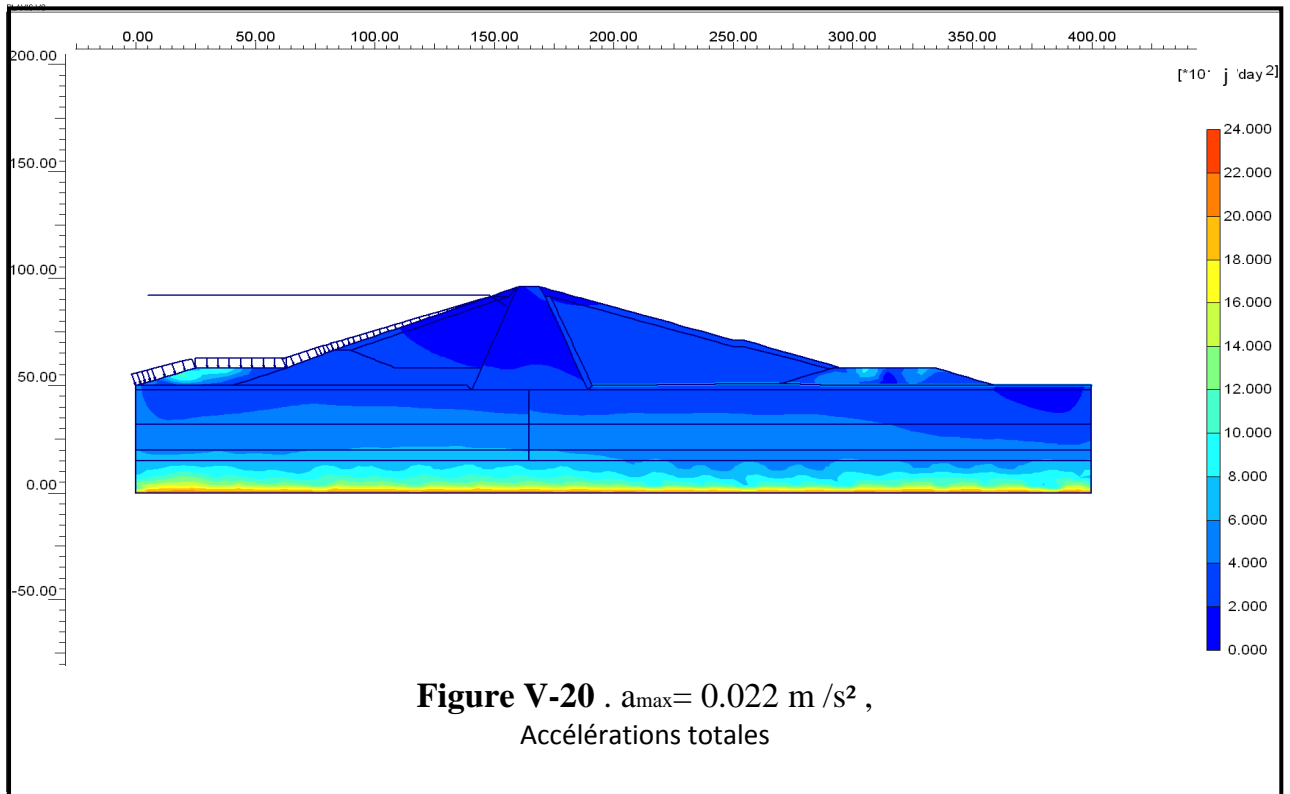
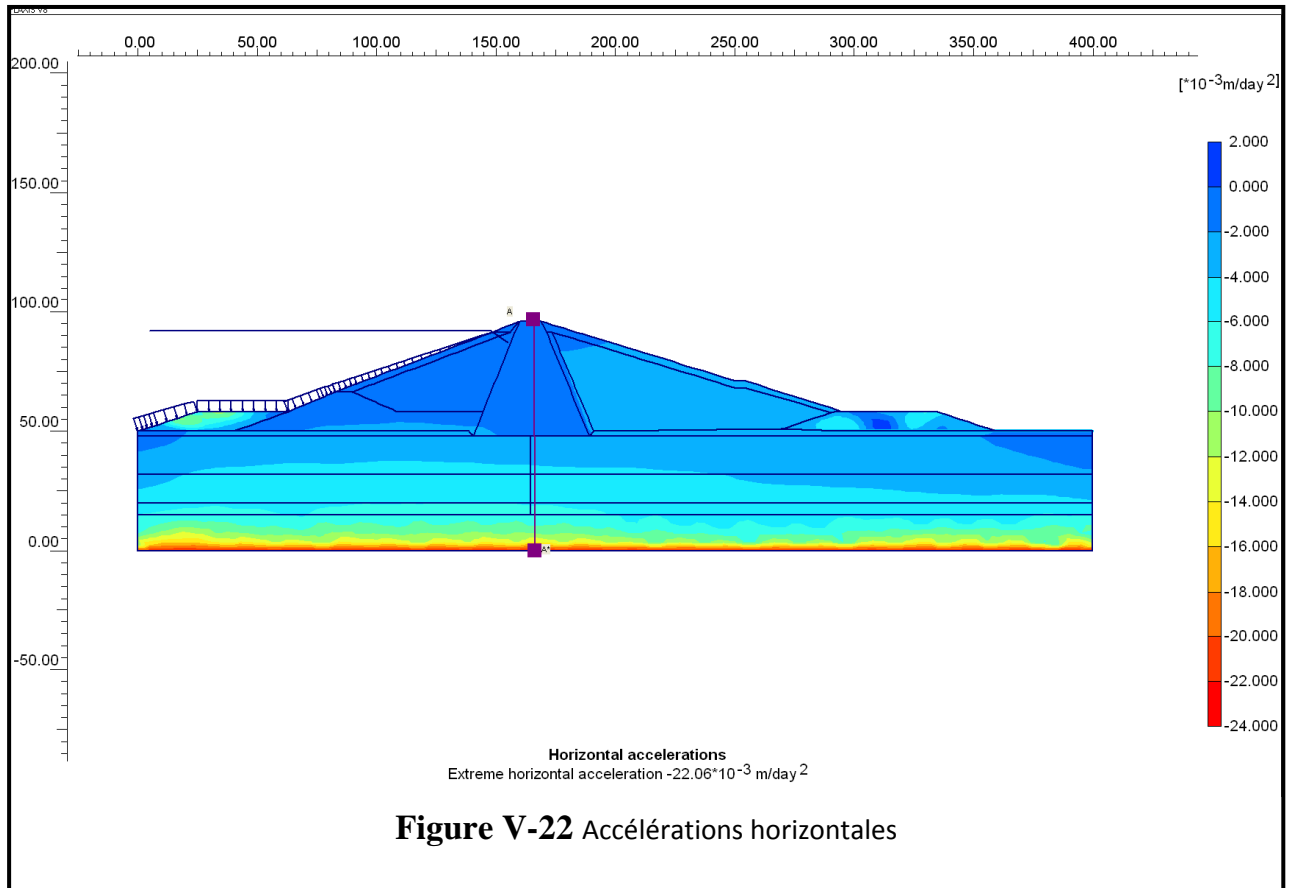


Figure V-19. -Accélérations verticales - Déplacements horizontaux au point A

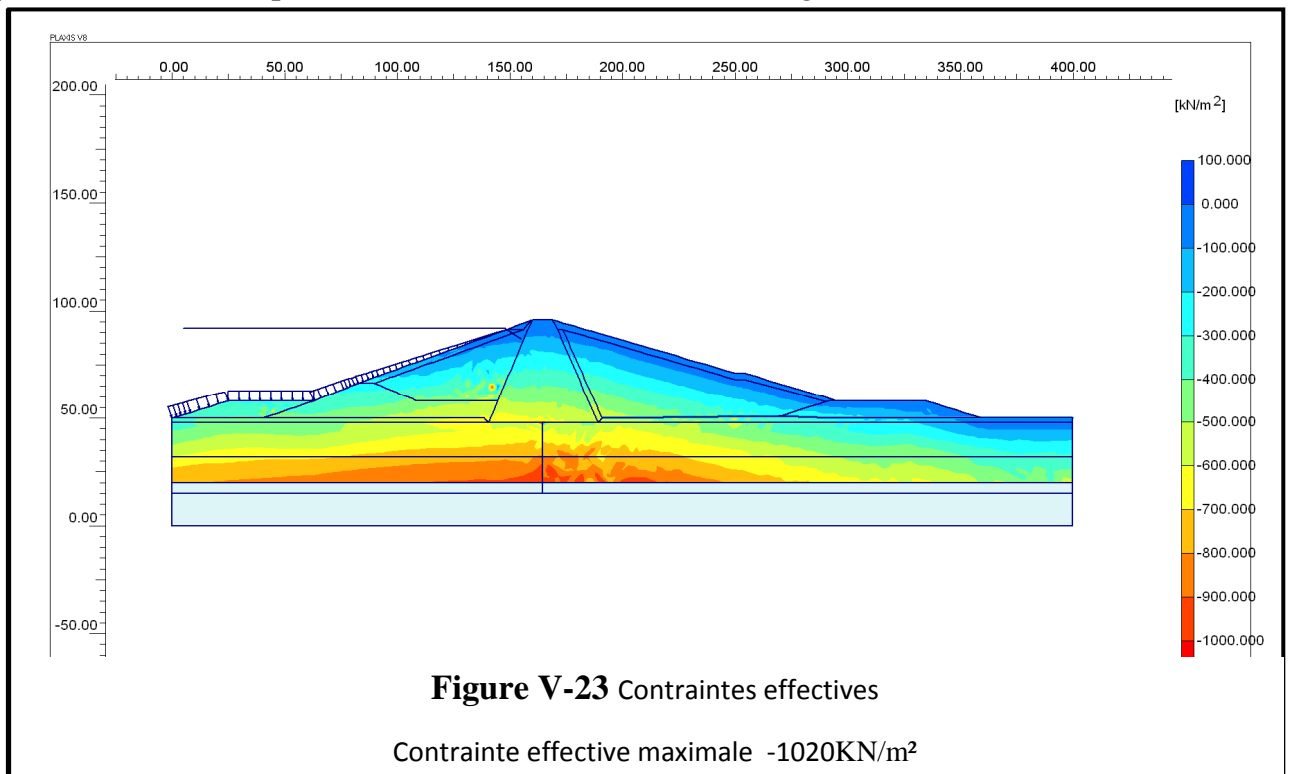
V-6-5-2-4 .distributions des accélérations dans les différentes zones du barrage:

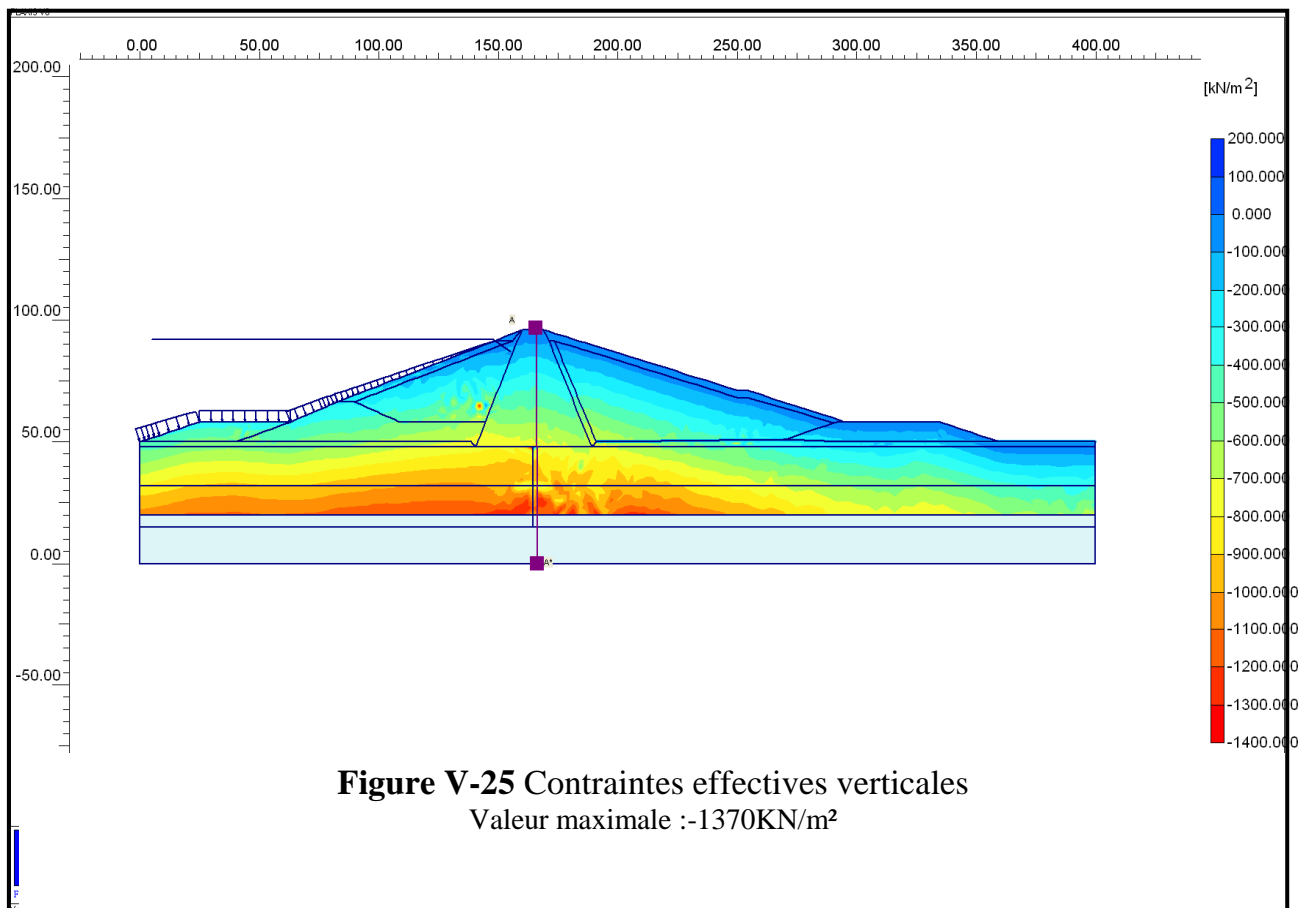
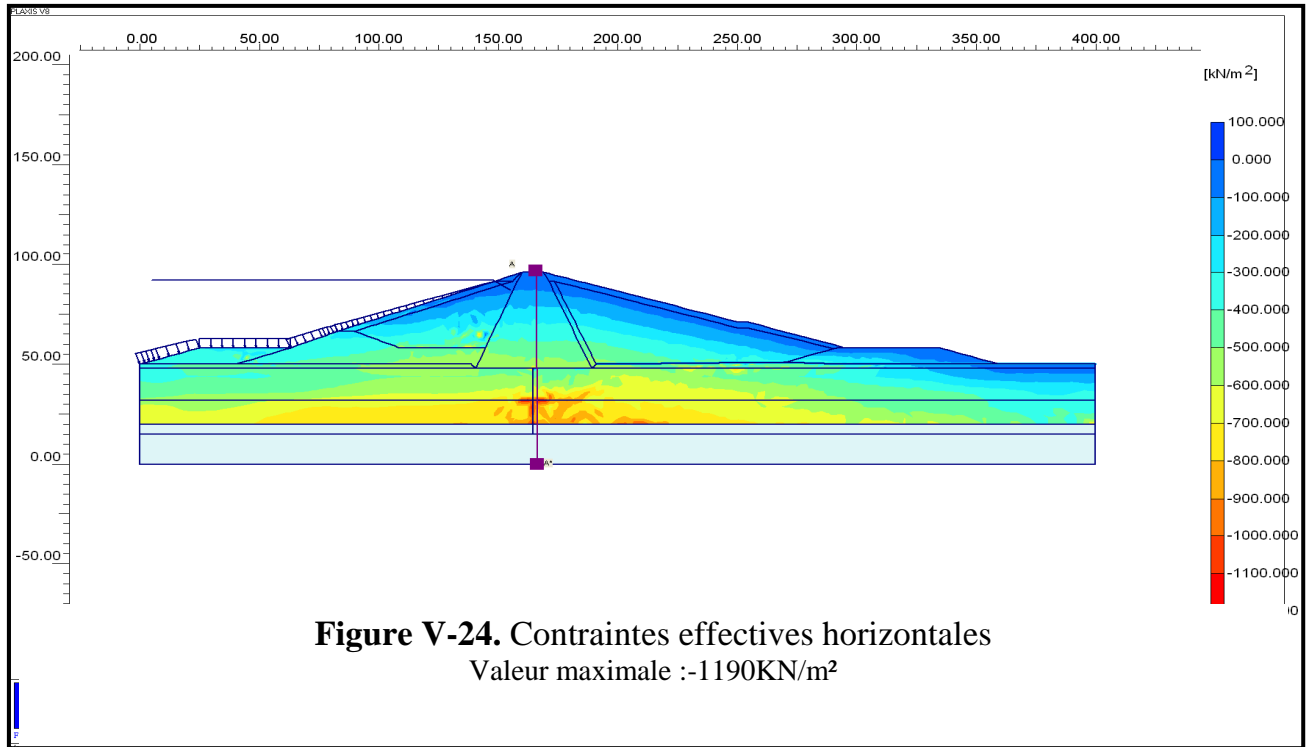




V-6-5-2-5 .Contraintes :

On sait que les déformations sont liées aux variations des valeurs de différentes contraintes, ce qui nous amène d'exposer le résumé de ceci à travers les figures suivantes:





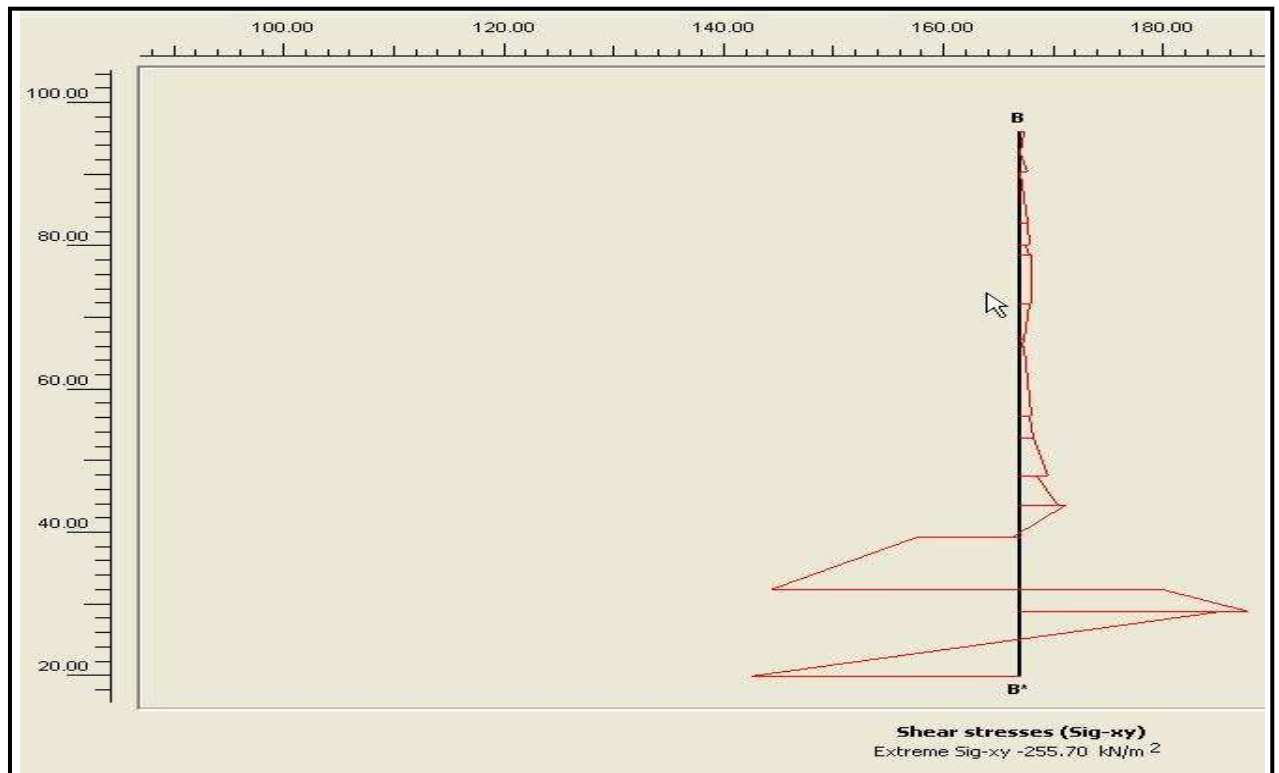
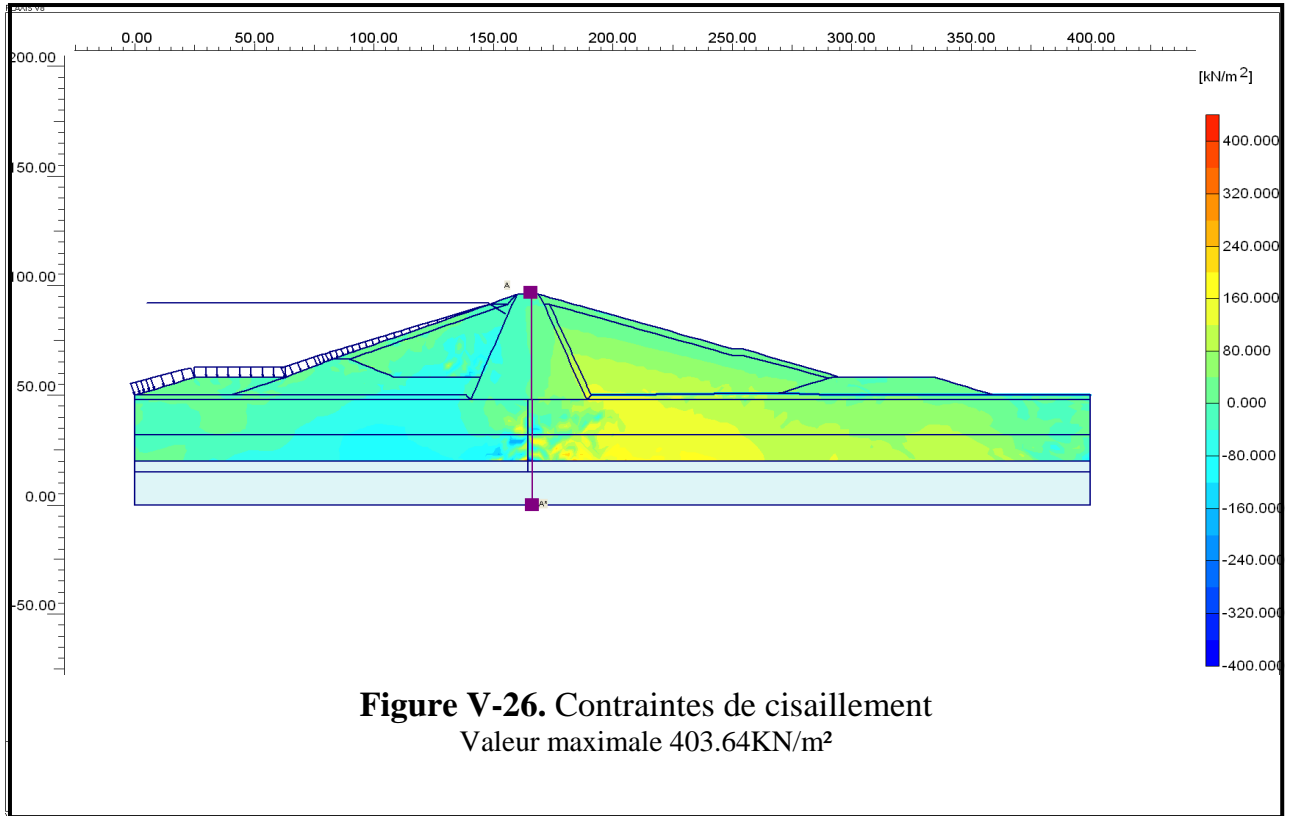


Figure V-27. Diagramme des Contraintes de cisaillement selon la section verticale

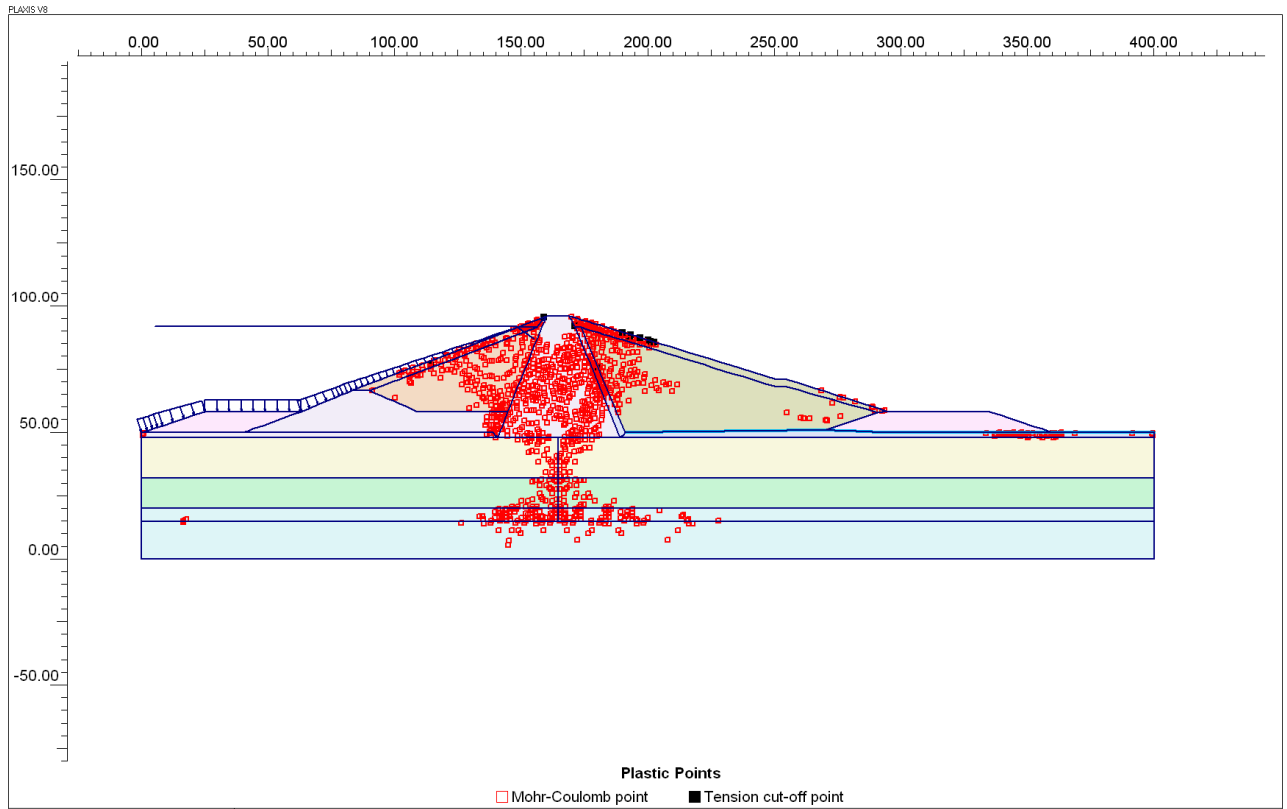


Figure V-28. Zones à l'état plastique et les zones dans un état qui ne dépasse pas les frontières décrites à travers le modèle de Mohr-Coulomb.

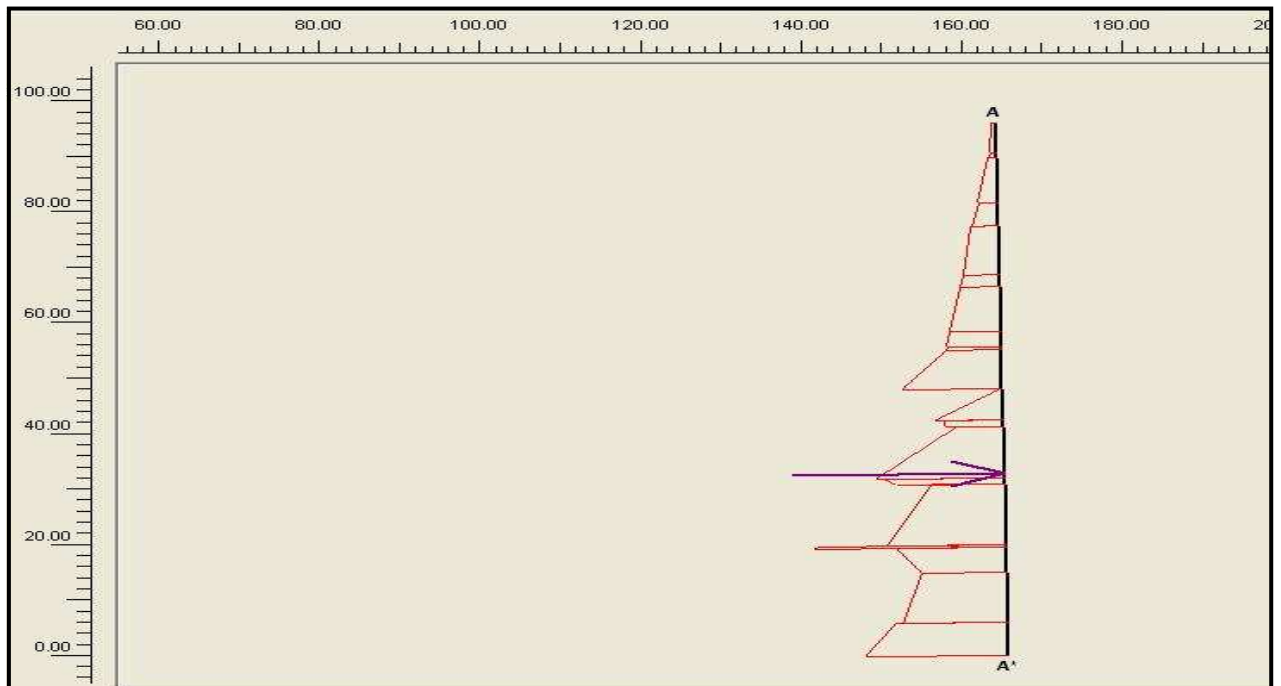


Figure V-29 Diagramme des contraintes effectives normales selon la section verticale
 Valeur maximale -1650 KN/m², force équivalente -52340KN/m
 Position du centre de poussé est (165.28 ,32.68

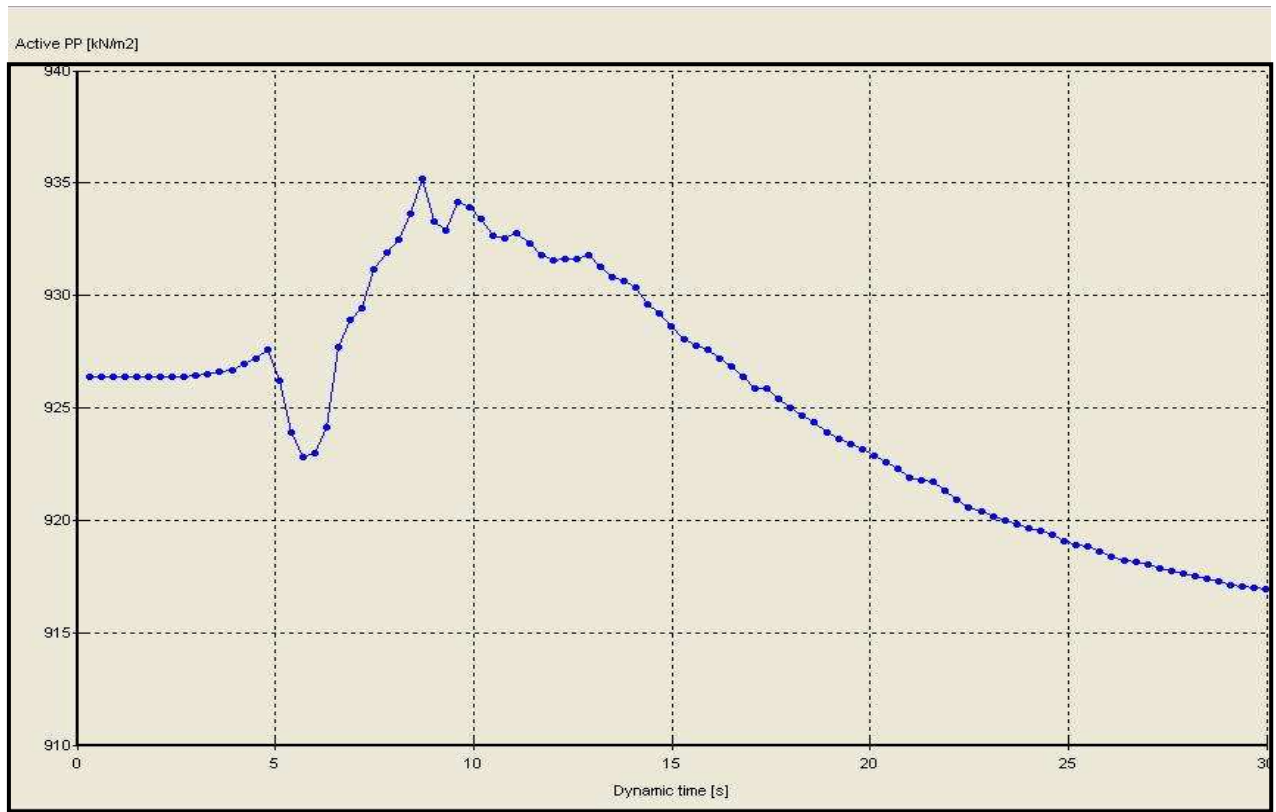


Figure V-30 Pressions interstitielles actives en fonction du temps au point F(170.70,92.63)

V-6-5-2-6.Effet des accélérations sur les pressions interstitielles actives :

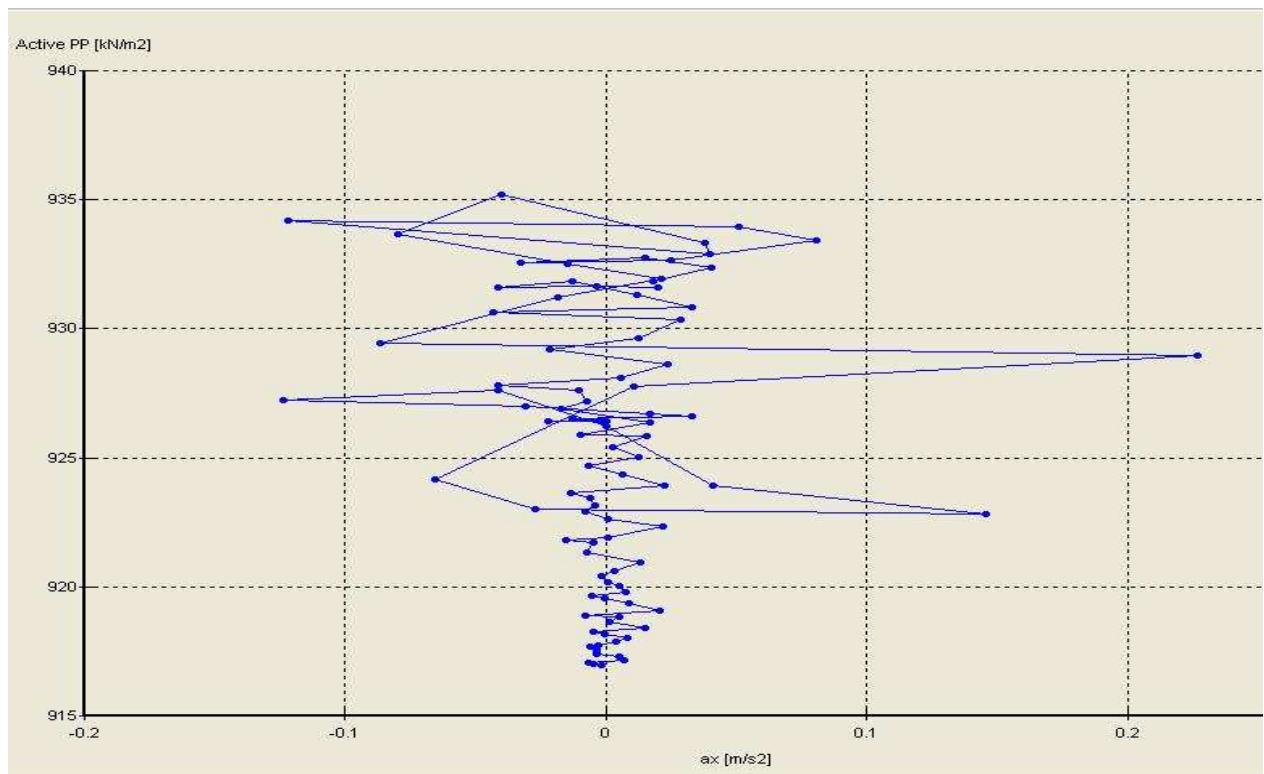


Figure V-31. Accélérations horizontales -Pressions interstitielles actives au point F(170.70,92.63)

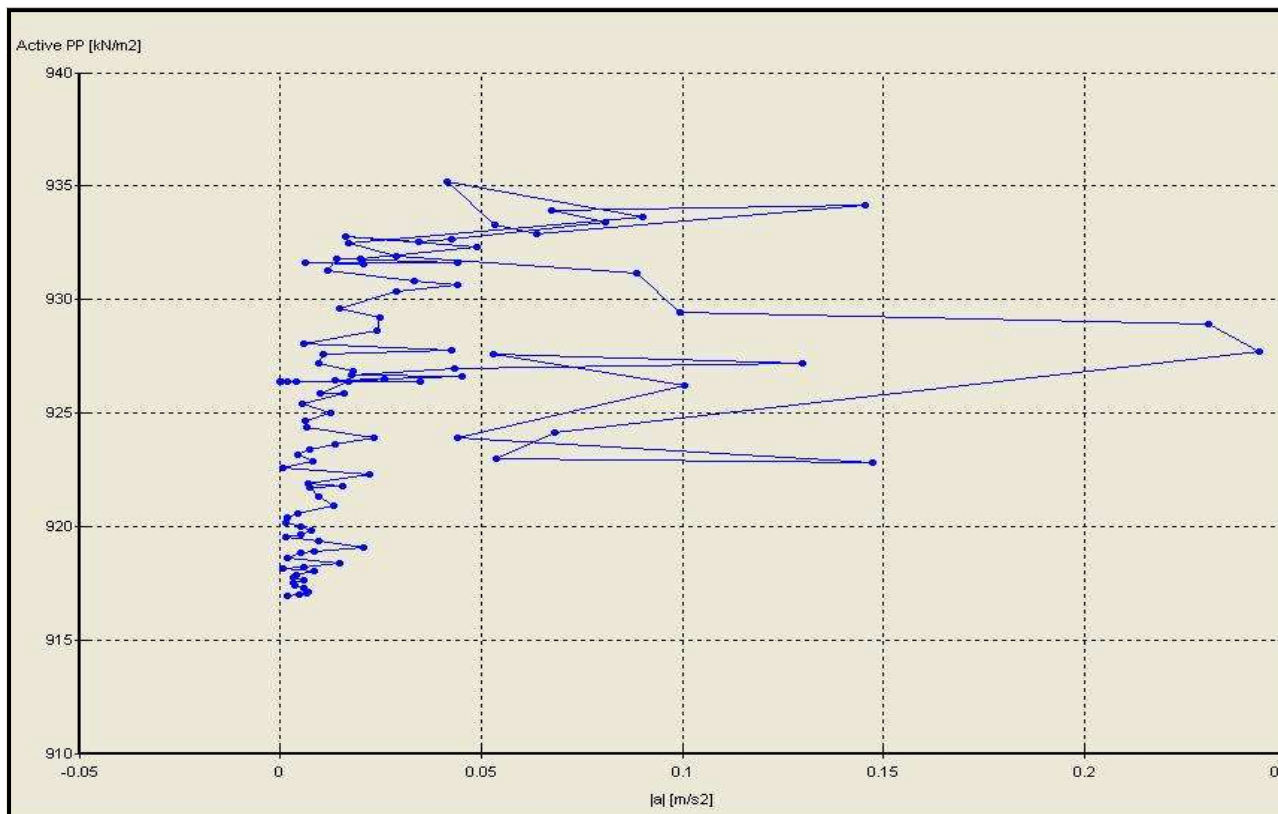


Figure V-32. Intensités des accélérations -Pressions interstitielles actives au point F(170.70,92.63)

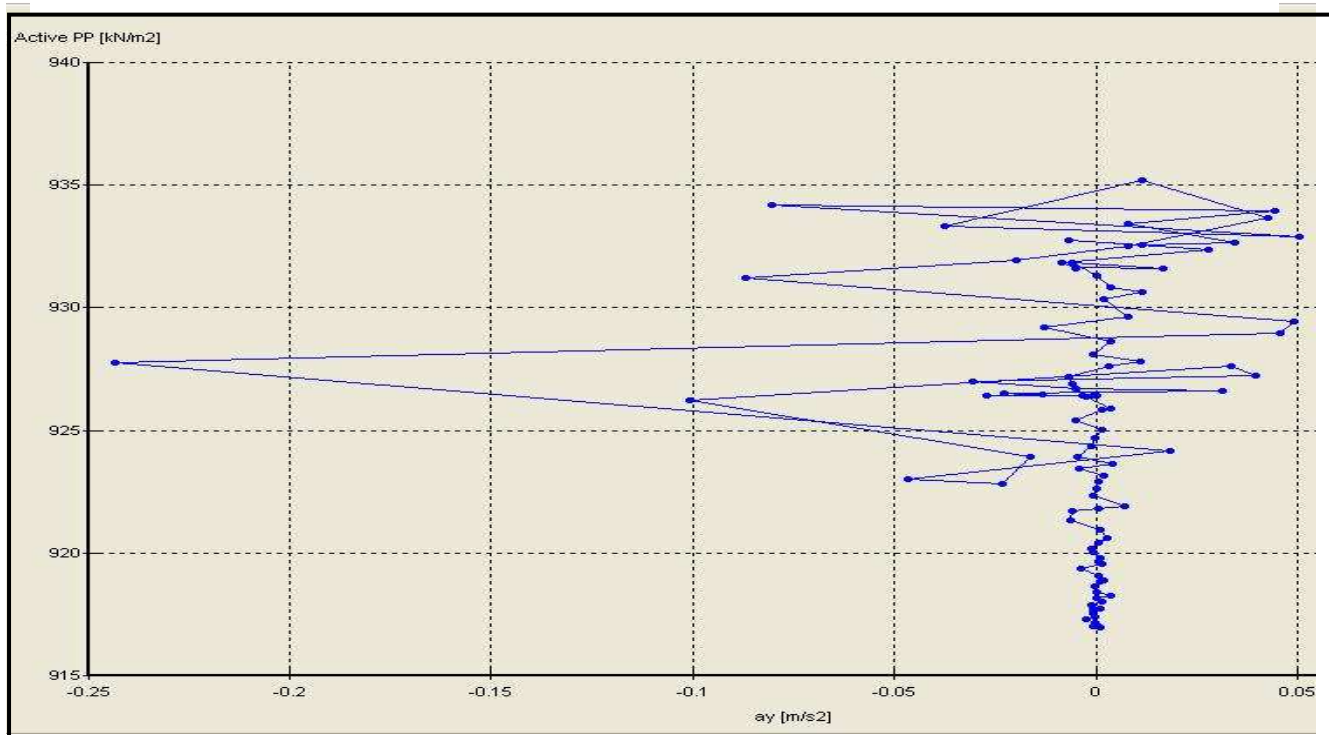


Figure V-33. Accélérations verticales -Pressions interstitielles actives au point F(170.70,92.63)

V-6-5-2-7 . Déplacements. en fonction des Pressions interstitielles actives :

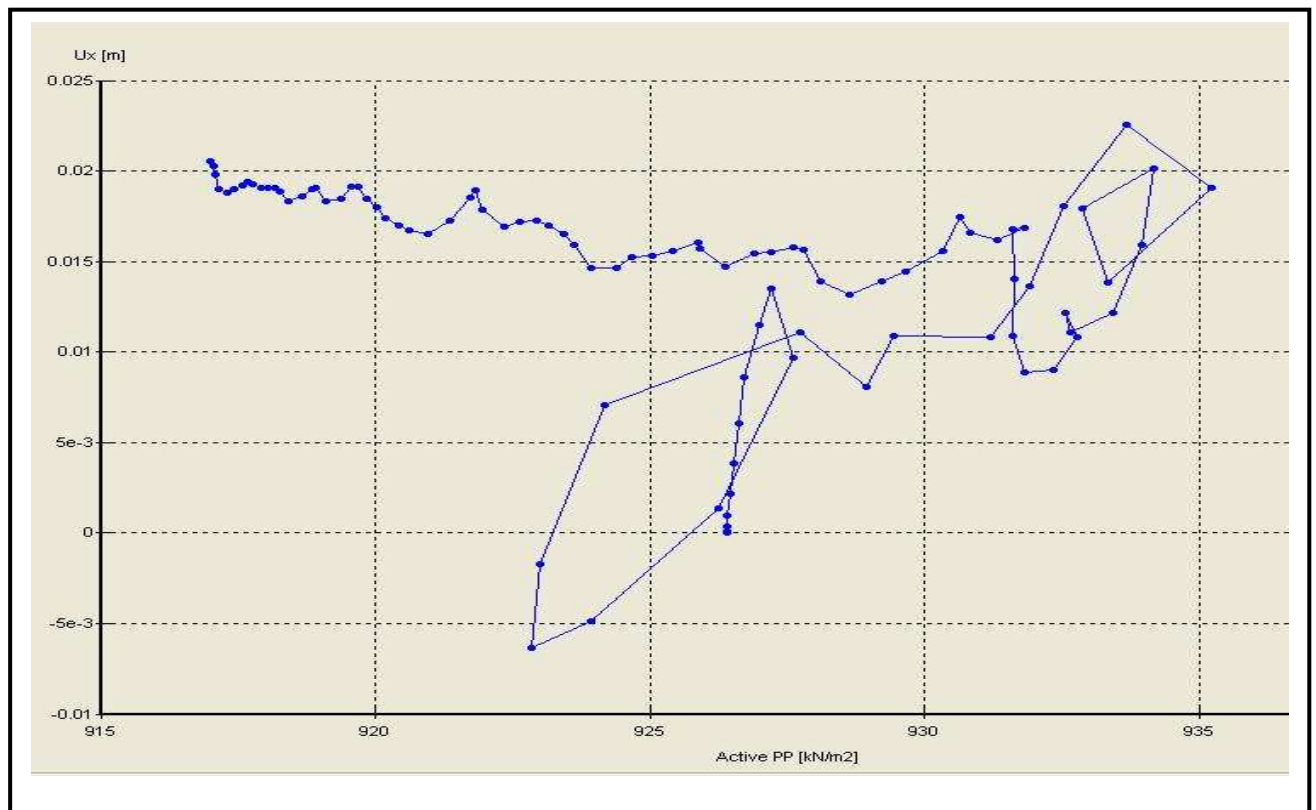


Figure V-34. -Pressions interstitielles actives- Déplacements horizontaux au point F(170.70,92.63)

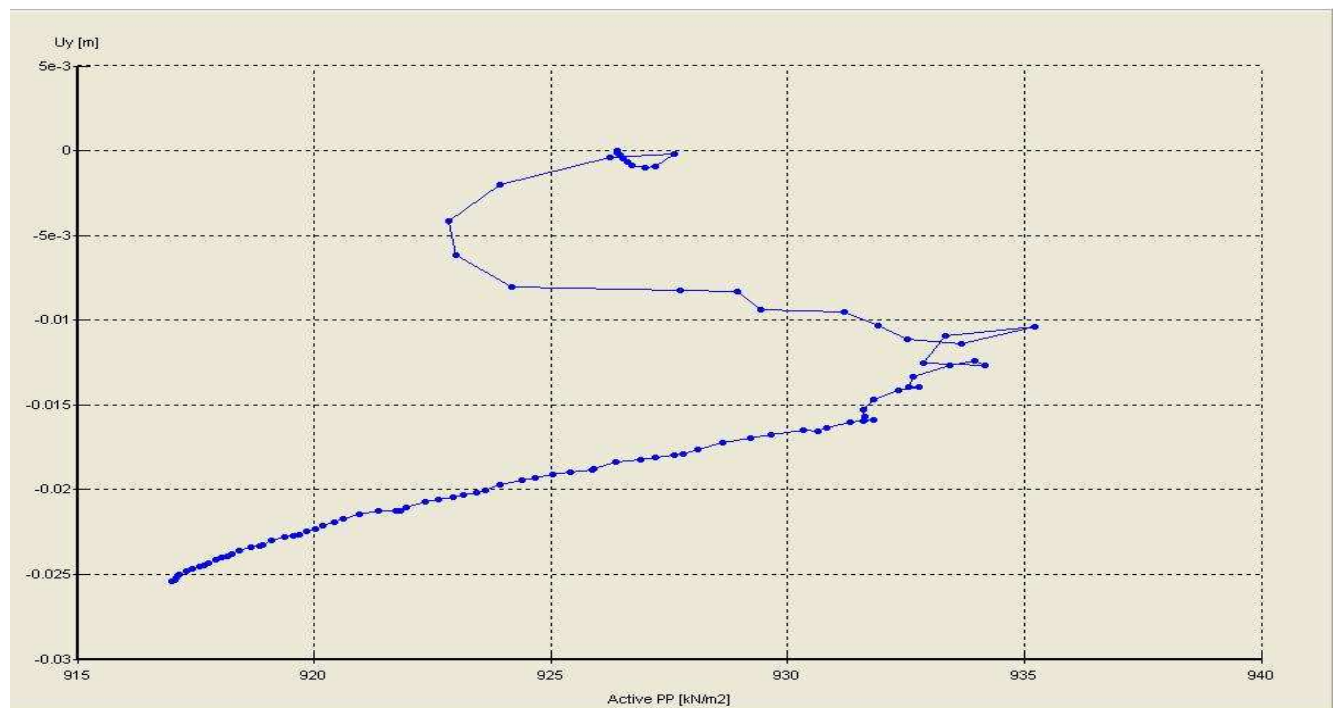


Figure V-35. -Pressions interstitielles actives- Déplacements verticaux aux point F

Conclusion Générale

Le présent travail traitant de l'analyse du comportement d'un barrage en terre sous sollicitations sismiques se veut une contribution sur la réponse sismique des ouvrages en terre et des différentes réactions internes inhérentes.

Une étude assez exhaustive sur le phénomène sismique, sa complexité et les conséquences préjudiciables pouvant être induites par celui-ci sur les barrages tous types confondus a été produite en préambule. Ensuite, en enchaînant dans un ordre parfaitement logique, les méthodes de modélisation de la réponse des matériaux sous charge sismique utilisées de nos jours ont été présentées. S'agissant du barrage de Koudiat Mdouar qui est un barrage en terre sur lequel l'étude a porté on a considéré qu'un calcul par éléments finis est amplement suffisant. Les sollicitations sismiques sont supposées parallèles aux axes principaux de l'ouvrage en question. Les calculs ont été réalisés en divisant la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par plusieurs nœuds (six au total). Les déplacements et rotations sont introduits comme inconnus aux différents nœuds. Leurs calculs sont effectués à l'aide des conditions d'équilibre et des lois de comportement cinématique des matériaux en chaque nœud compte tenu du critère de Mohr-coulomb. Il convient de noter que les sollicitations sismiques ont été prise en compte après 100 jours de consolidation de ces recharges amont et aval

L'analyse des résultats montre que le séisme induit de grands déplacements latéraux, ces derniers augmentent en s'éloignant de la fondation et allant vers la crête du barrage. En plus on a une amplification des accélérations et des vitesses

La densité des recharges amont et avale influe d'une façon considérable sur la distribution des contraintes dans le barrage, et la diminution de leur rigidité à tendance d'augmenter les contraintes dans le barrage

Le chargement sismique induit les déformations plastiques dans la grande partie du parement aval, la variation des déplacements en fonction de la distance horizontale montre une augmentation aux extrémités, ce qui indique un risque d'instabilité dans cette partie du barrage

La diminution de la profondeur conduit à une augmentation considérable de la déformation plastique dans le barrage. Pour le déplacement, la variation est presque négligeable, mais pour l'accélération et la vitesse, on constate une variation considérable surtout à la crête du barrage. Et une diminution des contraintes en allant de la base vers la crête de barrage

Quand la fondation est flexible, une atténuation considérable des vitesses et accélérations. L'influence de rigidité de la fondation sur les contraintes horizontales et verticales est négligeable, et a tendance d'augmenter les contraintes de cisaillement

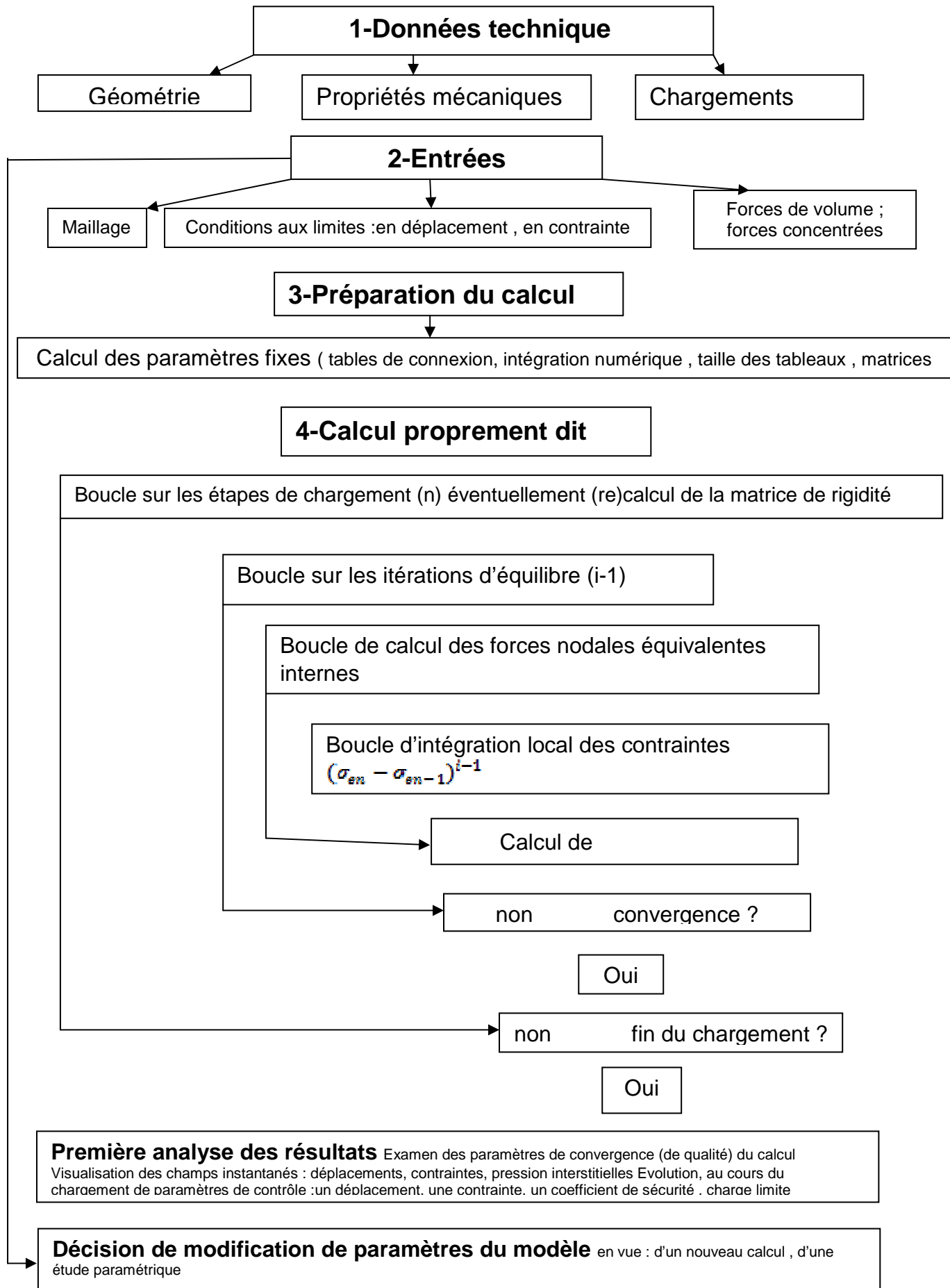
La comparaison entre la réponse de l'analyse élastique et élastoplastique montre que la présence des déformations plastiques conduit à l'atténuation des accélérations dans le barrages en particulier à la crête de barrage, ce résultat est attribué à la dissipation d'énergie par la déformation plastique

L'étude s'est poursuivie en traitant des sujets aussi importants les uns que les autres, tous liés à l'analyse de la stabilité sismique des barrages en terre. Les techniques de l'analyse de la stabilité sismique des barrages y sont décrites, telle que celle développée par Seed- Lee- Idriss basée sur les travaux de Newmark qui est une méthode fiable et rigoureuse car elle intègre tous les éléments qui contrôlent la stabilité d'un barrage.

Enfin, Après traitement des méthodes de calcul, un logiciel industriel PLAXIS a été utilisé pour l'évaluation des contraintes statiques et dynamiques ainsi que l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité du barrage de Koudiat Mdouar. Des résultats très concluants ont été obtenus pouvant servir comme base de données pour d'éventuels travaux d'investigation dans le domaine de l'analyse des comportements dynamiques des barrages en terre.

Dans les travaux futurs nous suggérons, la prise en compte de l'effet de l'interaction réservoir-barrage-fondation.

Organigramme de résolution du problème



- [1] Mécanique des sols par Daniel Cordary 30/01/1995
- [2] L'énergie hydraulique préface de Pierre Ailleret collection de la direction des études et recherches d'électricité en France
- [3] Barrage en remblai (Digues) Laboratoire de Constructions Hydrauliques École polytechnique fédérale de Lausanne.
- [4] Soil dynamics Arnold Verruijt Delft University of Technology 1994, 2006
- [5] design guidance : geotechnical earthquake engineering for highways volume 1 may 1997 v]
- [6] Seed HB, Seed RB, Lai SS, Khamenehpour B. Seismic design of concrete faced rockfill dams. In: Concrete face rockfill dams—design, construction and performance. ASCE; 1985. p. 459–78.
- [7] Jibson RW. Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. Transportation Research Record 1411, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC; 1993. p. 9–17
- [8] The effects of ice cover on stochastic response of concrete gravity dams to multi-support seismic excitation Kemal Hacıfendioğlu a, Alemdar Bayraktar b, Yasemin Bilici b a Ondokuz Mayıs University, Department of Civil Engineering, 55139 Kurupelit, Samsun, Turkey
b Karadeniz Technical University, Department of Civil Engineering, 61080 Trabzon, Turkey
- [9] Numerical modeling of soil–structure interface of a concrete-faced rockfill dam Ga Zhang *, Jian-Min Zhang State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, PR China
- [10] Influence of seismic input mechanisms and radiation damping on arch dam response Zhang Chuhan __, Pan Jianwen, Wang Jinting State Key Laboratory Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing, People's Republic of China
- [11] Stochastic response of concrete faced rockfill dams including partially ice-covered reservoir–foundation interaction under spatially varying seismic waves
Kemal Hacıfendioğlu □
Ondokuz Mayıs University, Department of Civil Engineering, 55139, Kurupelit, Samsun, Turkey
Article history: Received 13 November 2008 Accepted 12 March 2009
Keywords: Concrete faced rockfill dam
Ice cover Fluid–structure interaction Stochastic dynamic Lagrangian approach Spatially varying ground motion
- [12] Stochastic dynamic response of dam–reservoir–foundations systems to spatially varying earthquake ground motions Yasemin Bilici a, Alemdar Bayraktar a, __, Kurtulus- Soyuluk b, Kemal Hacıfendioğlu c, S- evket Ates- a, Su leyman Adanur a a Department of

CivilEngineering,KaradenizTechnicalUniversity,61080Trabzon,Turkey b Department ofCivilEngineering,GaziUniversity,Ankara,Turkey c Department of Civil Engineering,Ondokuz MayısUniversity,55139Trabzon,Turkey

Article history: Received 3November2007 Received in revised form 24 April2008 Accepted 6May2008 Keywords: Spatially varying earthquake ground motion Stochastic analysis Lagrangian approach Dam–reservoir–foundation interaction Fluid finite element

[13]Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam S. Rampello a, E.Cascone b, , N.Grosso b,1 a Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica,Universita` di Roma LaSapienza,Italy b Dipartimento di Ingegneria Civile,Facolta` di Ingegneria,Contradadi Dio,Universita` di Messina,98166Messina,Italy

Article history: Received 8April2008 Received in revised form 30 July2008

Accepted 19August2008 Keywords: Earth dam Seismic response Effectivestressanalysis Displacement methods Decoupled approach

[14]Pratique éclairé des éléments finis en géotechnique paris 17-19 novembre 2004 plaxis BV .Laboratoire 3S sols solides structures

[15]une présentation de la méthode des éléments finis par G.Dhatt. G .Touzot

[16]Numerical solution of practical differential equations Gordon .D . Smith March 1964

[17]Fondations et ouvrages en terre par Gérard Philipponnat 1987 .

[18]Newmark N.M (1965) (Effects of earthquakes on dam and embankments Géotechnique. Vol.15, N°2

[19]monographie- texte du barrage de KOUDIAT-MEDAOUR édition de ROEL 8 Bureau d'étude BUKHAREST –Aout 2003

[20]Etude du hasard sismique du barrage de Koudiat Mdouar édition de Roel 8 Bureau d'étude Bukharest–juillet 2001

V-4. Maillage

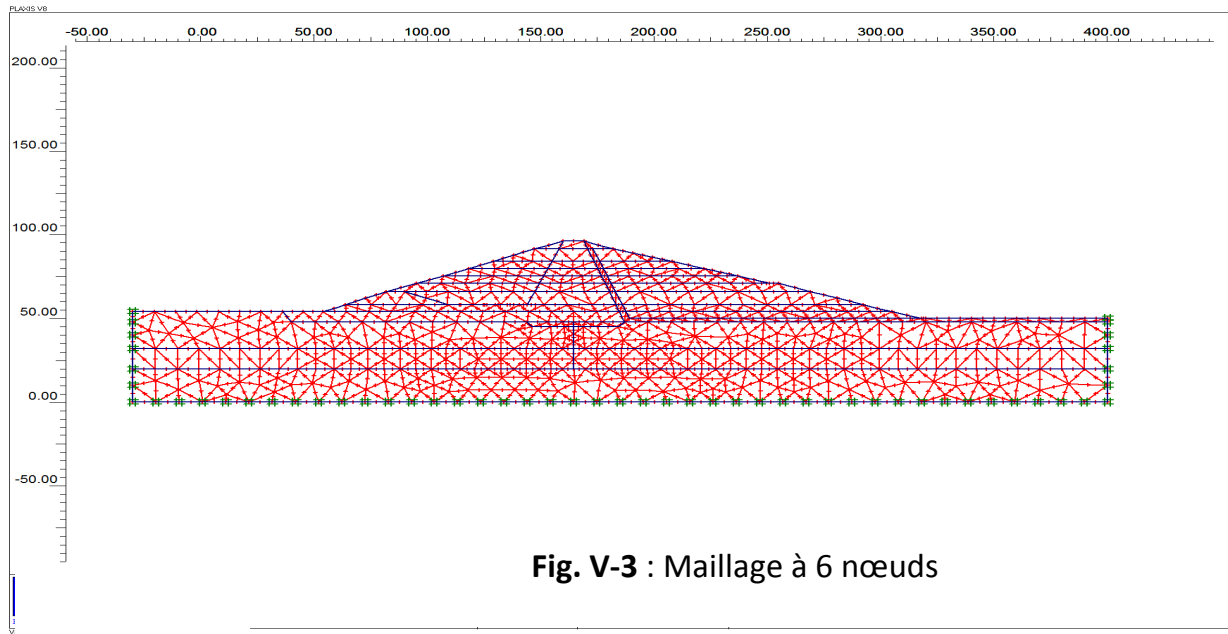


Fig. V-3 : Maillage à 6 nœuds

Tableau [V-5] Nombre et type d'éléments, et type d'intégration

Désignations	Type des éléments	Type d'intégration	Total
sol	6-nœuds affectés au triangle	3-points Gauss	934
Voile étanche	3- nœuds pour une ligne	3-points Gauss	6

V-5. phases des calculs

Les calculs numériques ont été faites en 23 phases qui sont :

Les 11 premières phases : des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de son exécution sur la base des paramètres des couches alternées jusqu'à la fin de sa construction ;

La 12^{ième} phase de calcul , pour l'analyse de la stabilité du barrage en fin de sa construction (barrage vide) ;

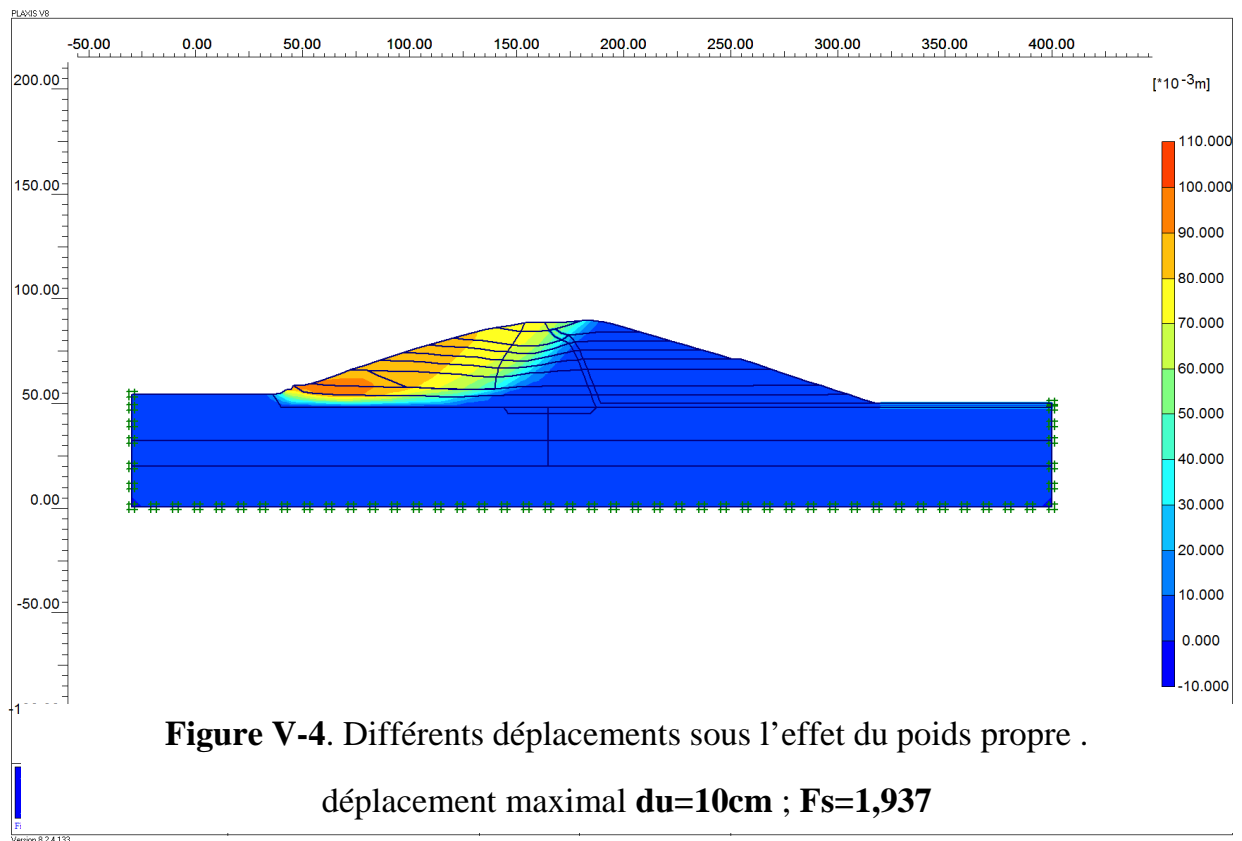
De la 13^{ième} phase jusqu' à la 20^{ième} phase : des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de remplissage progressif du barrage par les eaux sous l'effet du poids propre du barrage et les forces hydrostatiques et ainsi sous l'effet des écoulements des eaux jusqu' à la

20^{ème} phase qui est le cas ou le barrage est plein (le niveau optimal des eaux de remplissage du barrage).

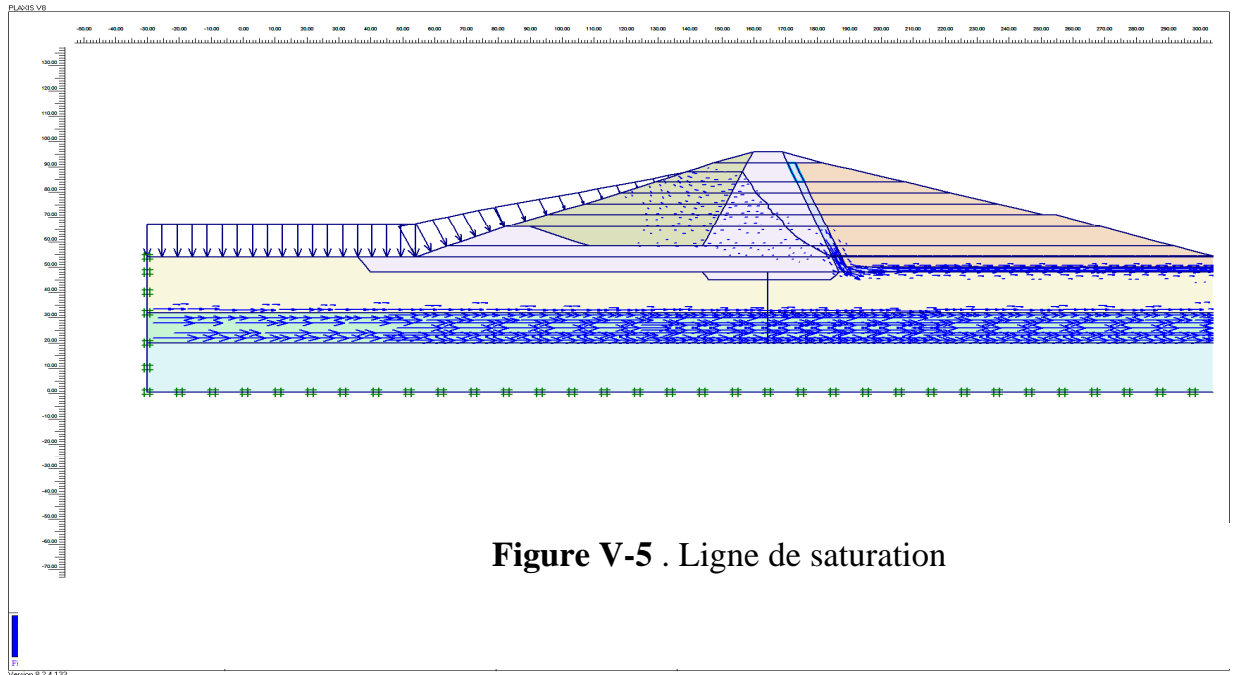
- la 21^{ème} phase : des calculs pour l'analyse de la stabilité du barrage en état plein par les eaux .
- La 22^{ème} phase : des calculs pour l'analyse du comportement du barrage en état plein par les eaux tenant compte de la consolidations des sols constituant la structure du barrage.
- La 23^{ème} phase : des calculs pour l'analyse dynamique du comportement du barrage en état plein soumis aux sollicitations sismiques dont la prescription des déplacements des ondes sismiques horizontales est supposée dirigées de l'amont du barrage vers son aval .

V-6. Résultats et interprétations:

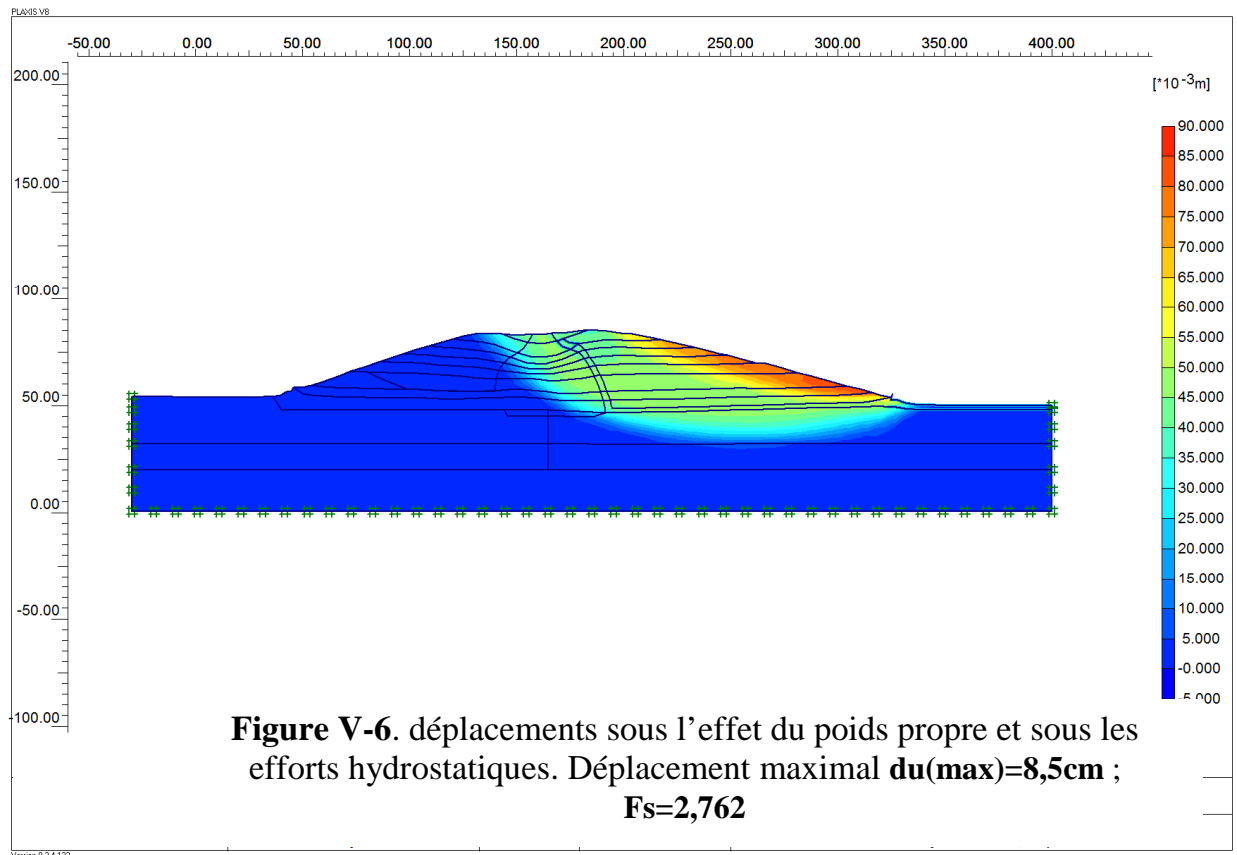
V-6-1 .Stabilité du barrage en phase finale de son exécution (barrage vide) : Les calculs numériques par PLAXIS en phase finale de l'exécution du barrage donnent un coefficient de sécurité minimal $F_s=1,937$. La figure V-4



V-6-2 . Résultats des calculs numériques de la hauteur harmonique h (ligne de saturation):(Voir figure V-5)après chargement du barrage .

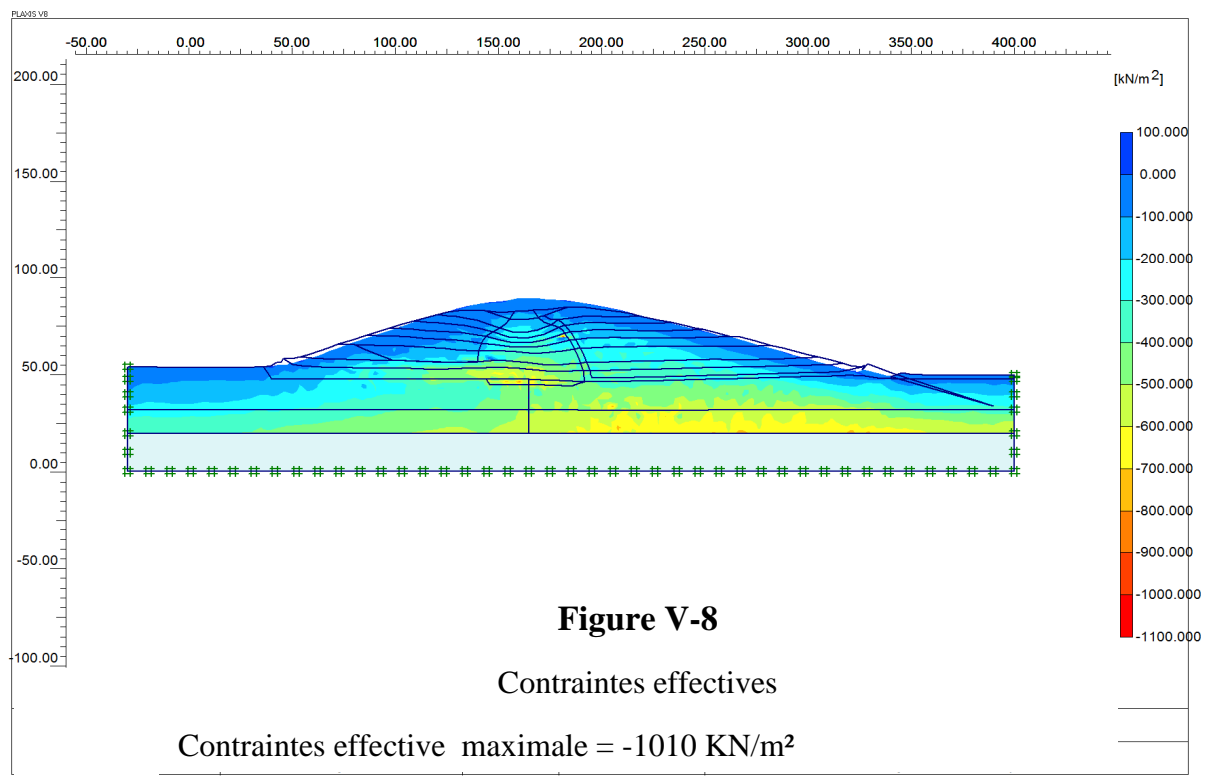
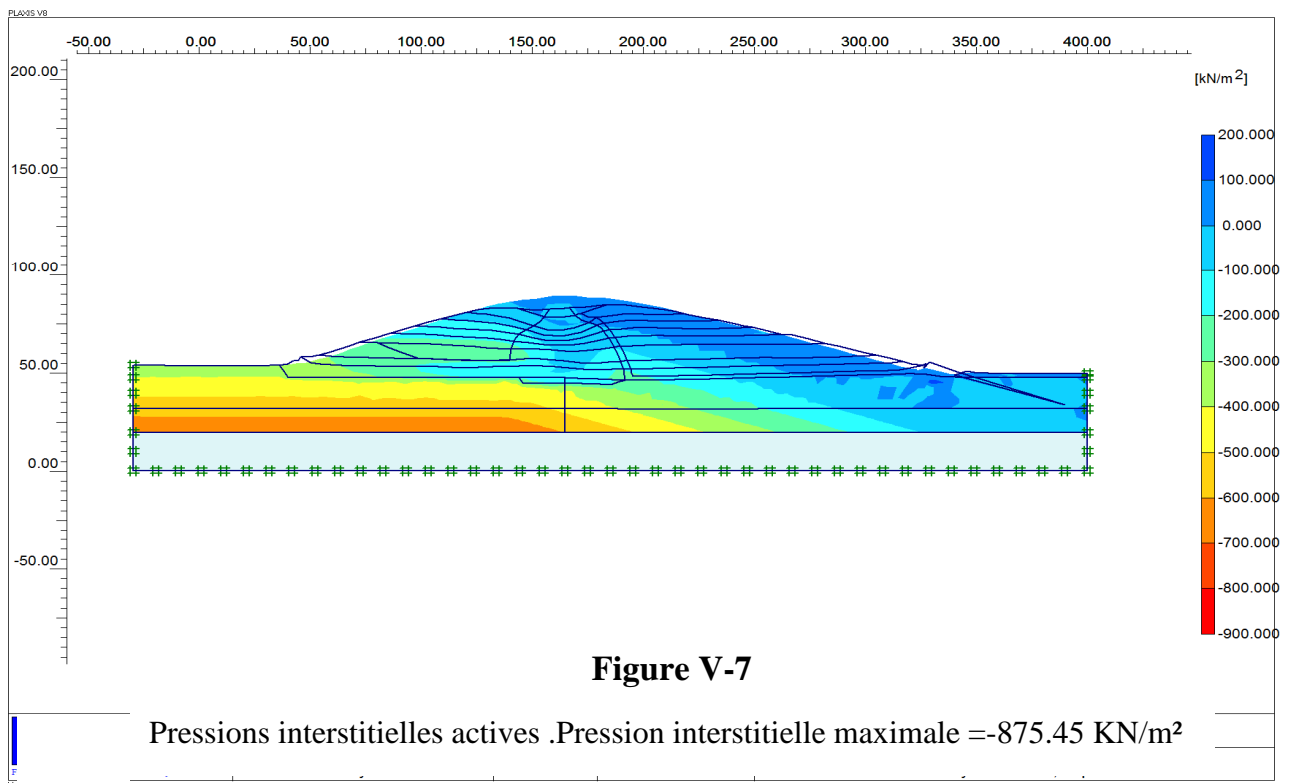


V-6-3. Stabilité du barrage sous les charges hydrostatique et sous l'effet du poids propre des matériaux constituant la structure du barrage (barrage plein d'eau) : Les calculs numériques par PLAXIS en phase de chargement du barrage par les eaux jusqu'au niveau optimal donnent un coefficient de sécurité minimal $F_s=2,762$ (Voir figure V-6).



V-6-4. Effet de la consolidation :

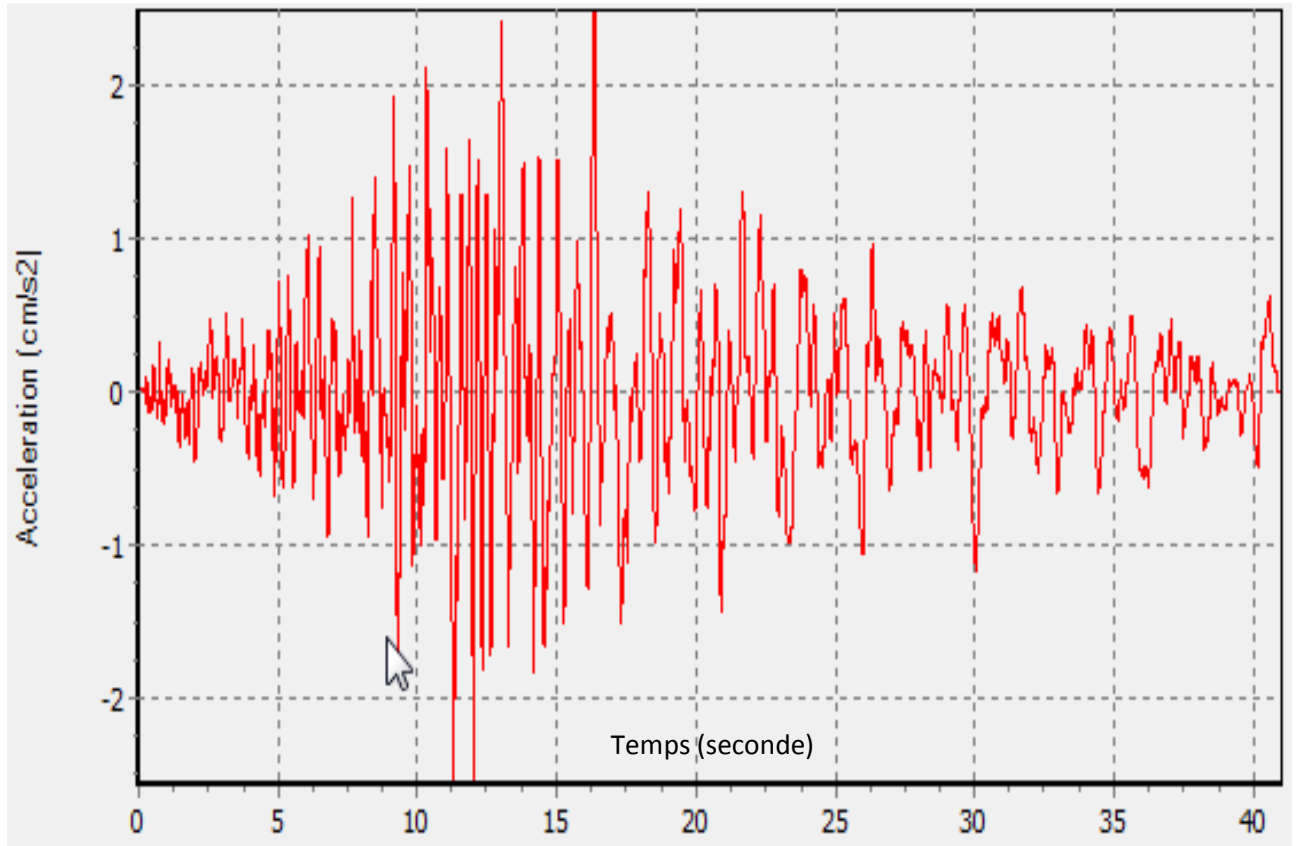
Les calculs numériques par PLAXIS des déplacement en tenant compte des contraintes de consolidation donne $du(\max)=20,00\text{ cm}$ avec une contraintes de consolidation maximale $P_{\max}=226,692\text{ KN/m}^2$. Tandis que les contraintes résultantes dues aux écoulement des eaux et aux poids propres des matériaux constituant la structure du barrage, en tenant compte des contraintes de consolidation sont indiquées sur les figures suivantes (Figures) :



V-6-5. Analyse du comportement dynamique du barrage sous sollicitation sismique :

V-6-5-1. Caractéristiques de la secousse sismique supposée:

la figure ci-dessous montre les caractéristiques du séisme dont lequel on suppose que le barrage est sous sa sollicitation, tel que :moment magnitude , distance d'épicentre , l'accélération de pic et la fréquence dominante, ainsi que l'allure de l'accélérogramme prise dans les calculs :



Moment de magnitude :6,00 ; Accélération maximale -2,57cm /s² Distance de l'épicentre : 118, 30 Km ;
Fréquence dominante : 200 HZ

Figure V-9

V-6-5-2. Résultats des calculs sous l'effet de la sollicitation sismique :

V- 6-5-2-1 . Déplacements :Figures : V-10a, V-10b et V-10c

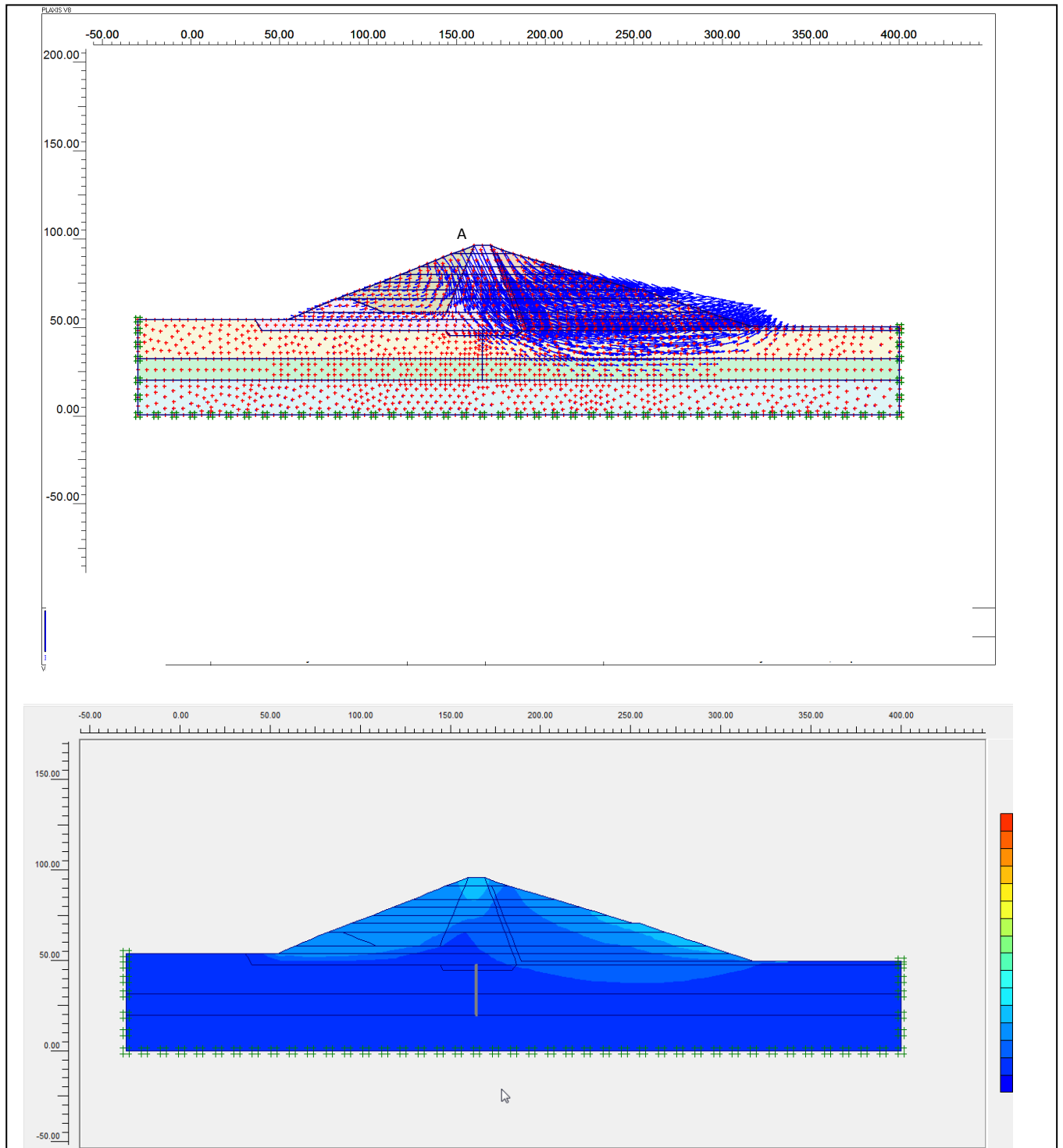


Figure V-10a. Déplacements totaux
Déplacement maximal : 136,61 E(-9) m

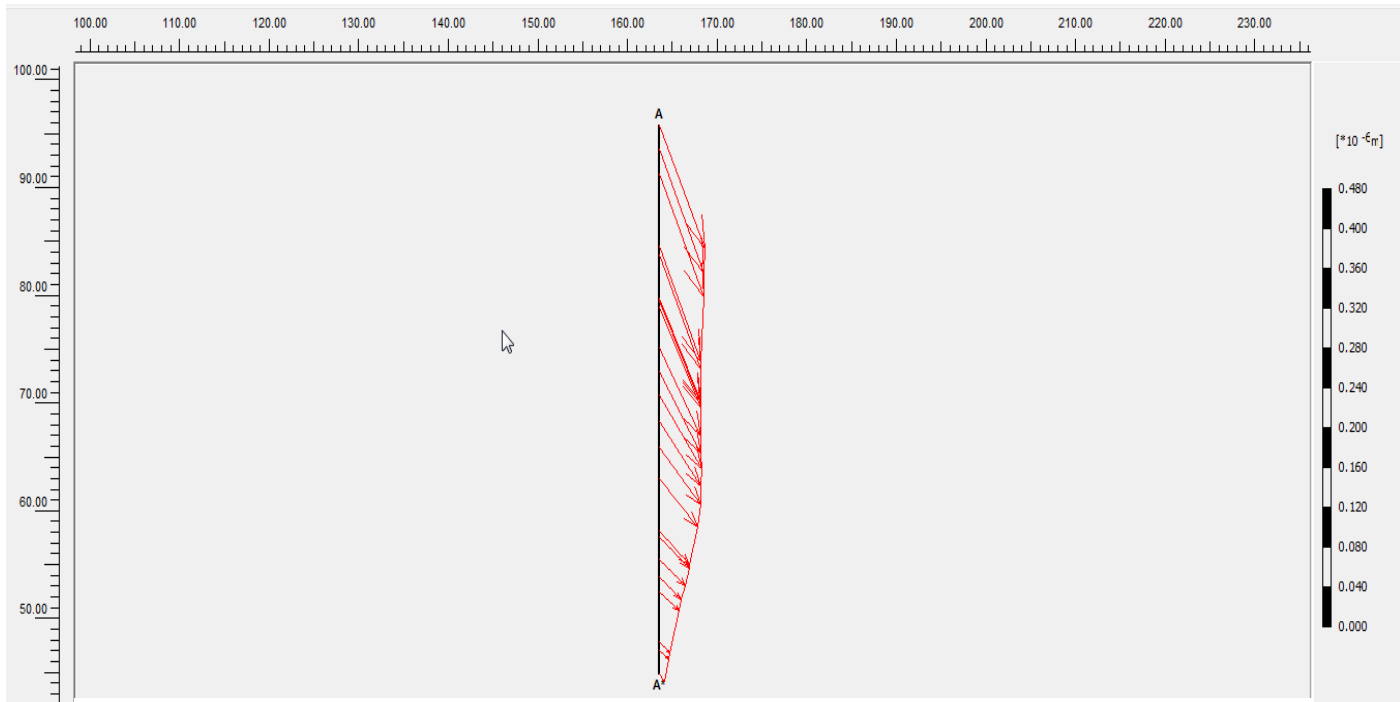


Figure V-10b. Diagramme des déplacements selon la section verticale
Déplacement maximal : $136,84 \text{ E}(-9) \text{ m}$

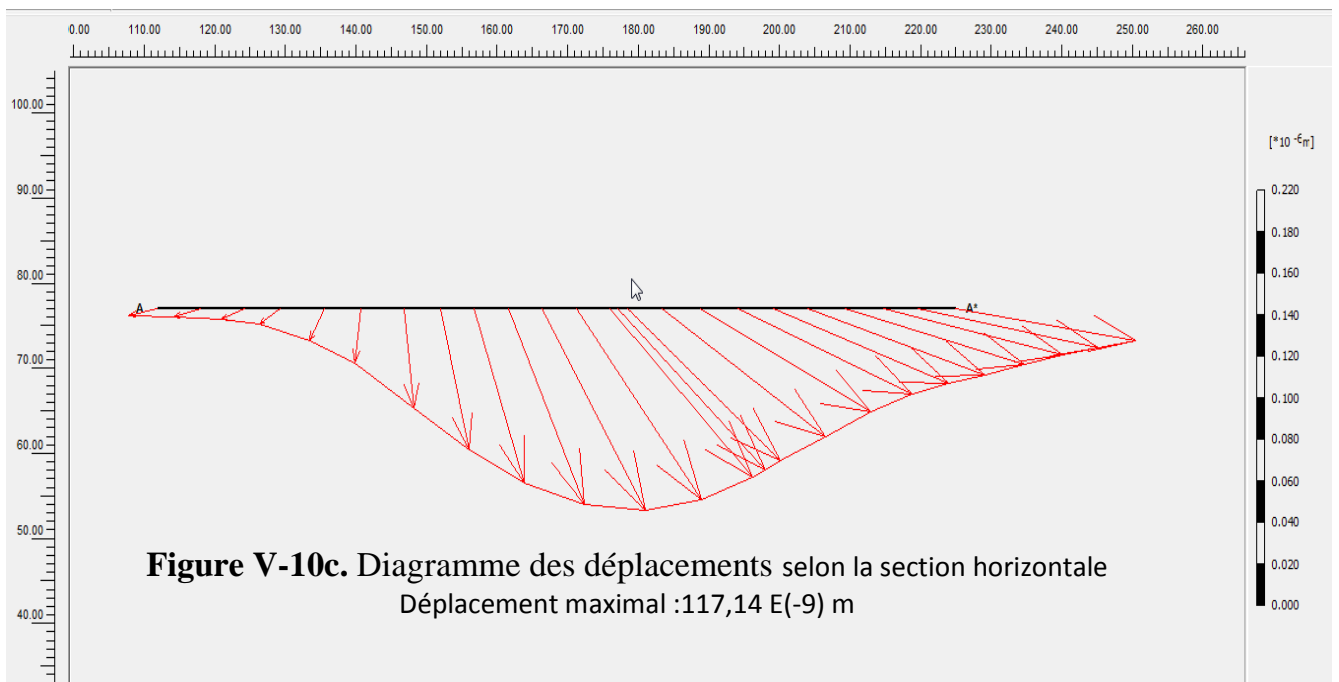


Figure V-10c. Diagramme des déplacements selon la section horizontale
Déplacement maximal : $117,14 \text{ E}(-9) \text{ m}$

V-6-5-2-2 Accélérations temporaires en un point de la structure :

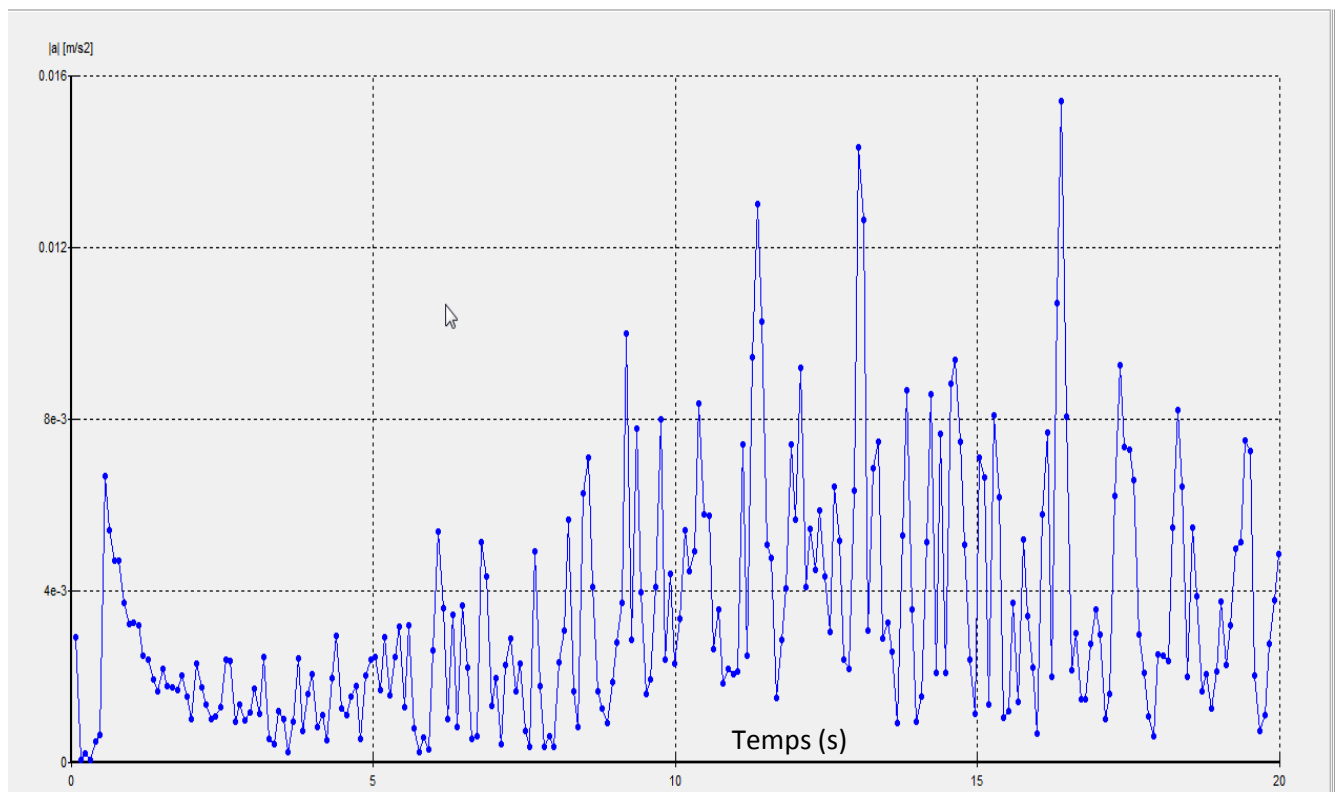


Figure V-11. Intensités des accélérations instantanées au point A . $a_{\max}=0,015\text{m/s}^2$

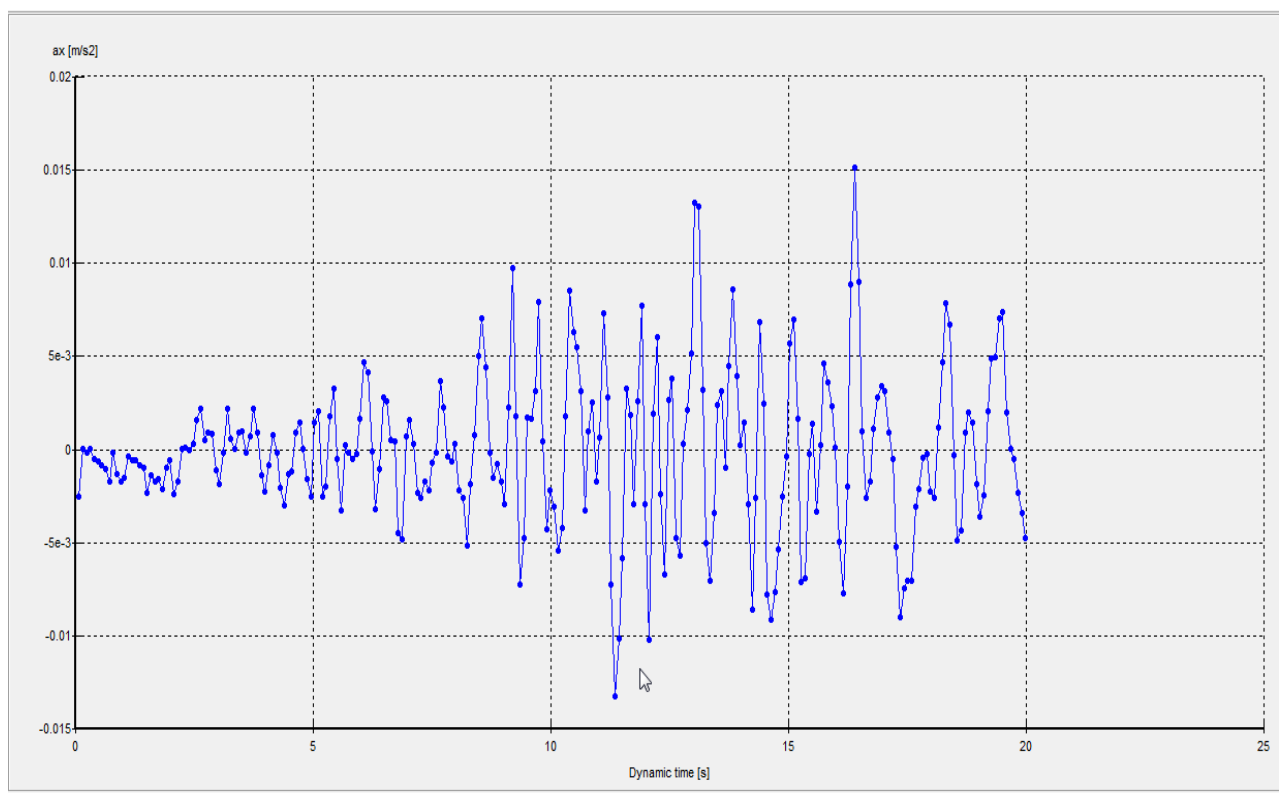


Figure V-12. Accélérations horizontales instantanées au point A .

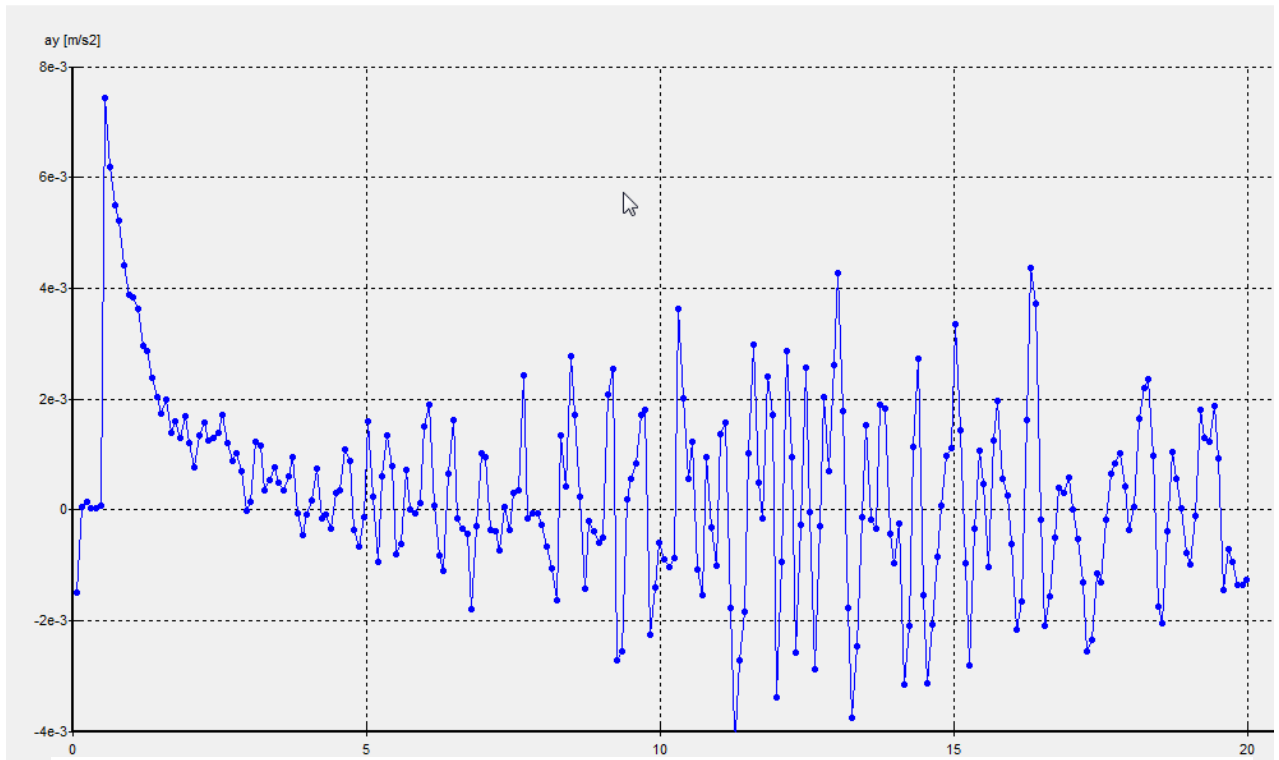


Figure V-13. Accélérations verticales instantanées au point A .

V-6-5-2-3. Effet des accélération sur les déplacements sur la structure du barrage :

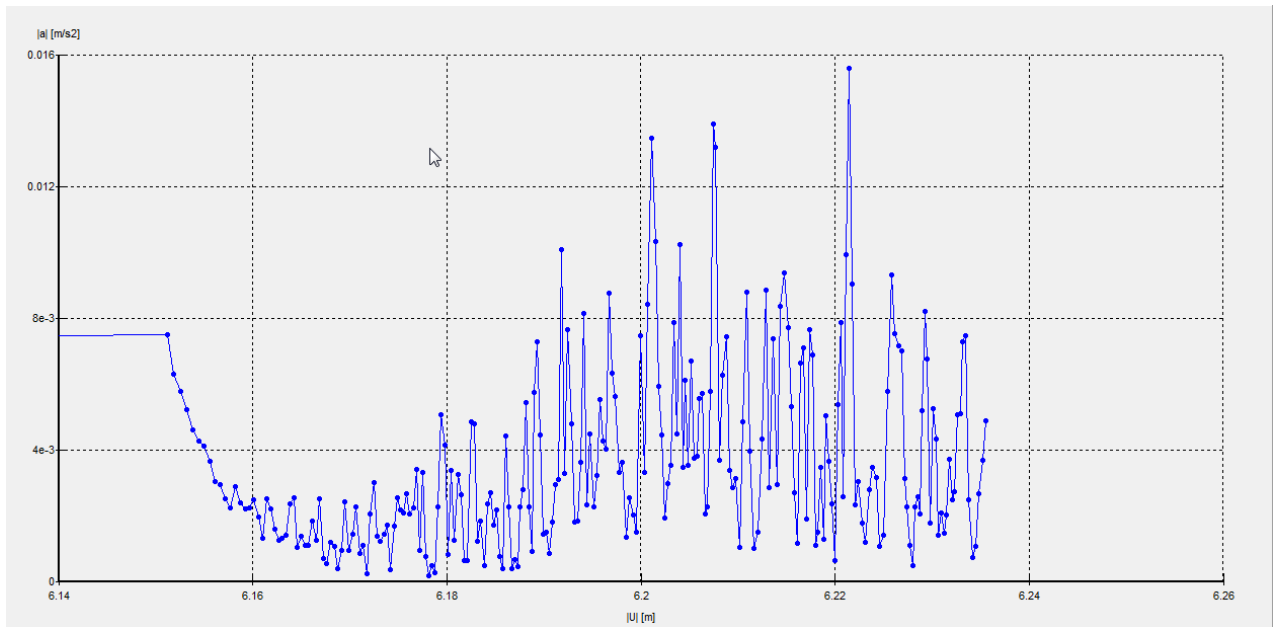


Figure V-14. Intensités des accélérations -Déplacements au point A .
 $a_{max}=0,016 \text{ m/s}^2$, $u_{max}=0,01\text{m}$

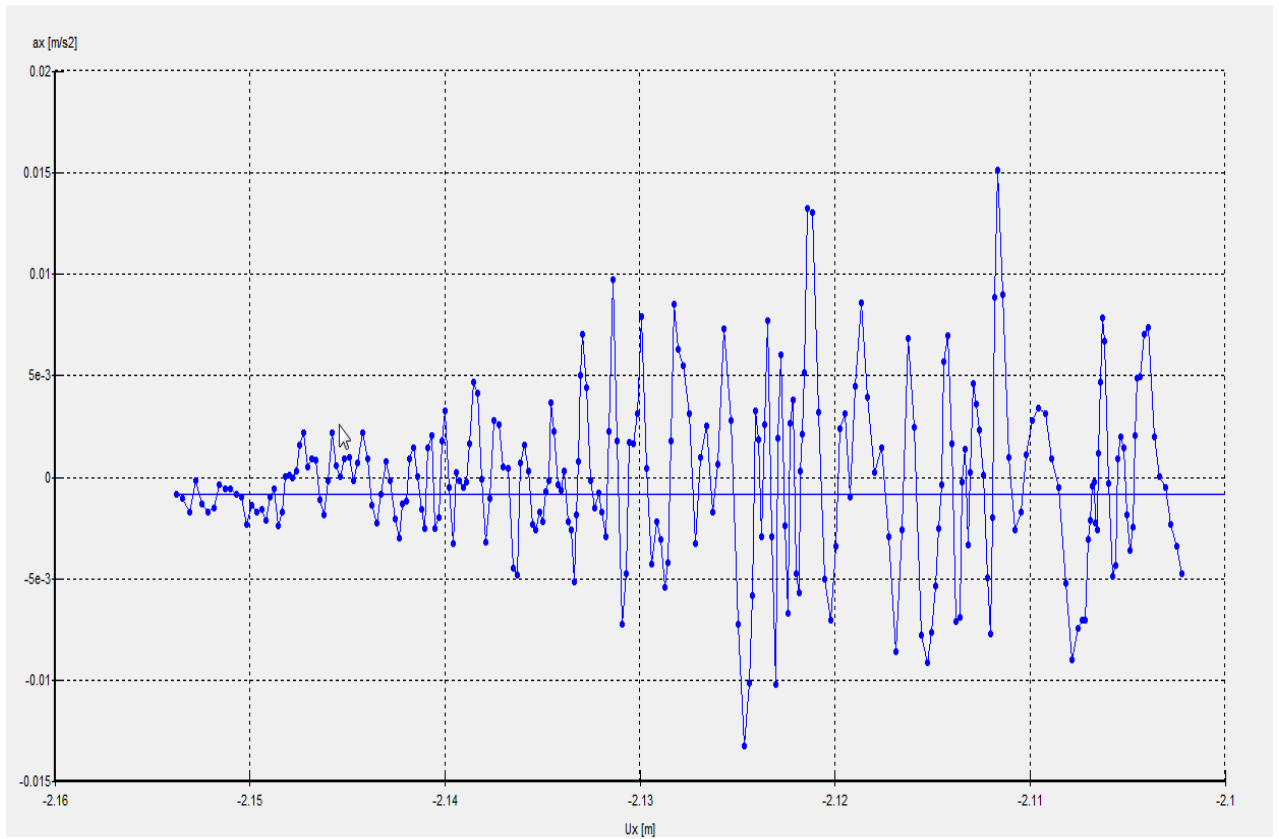


Figure V-15. Déplacements horizontaux-Accélérations horizontales au point A

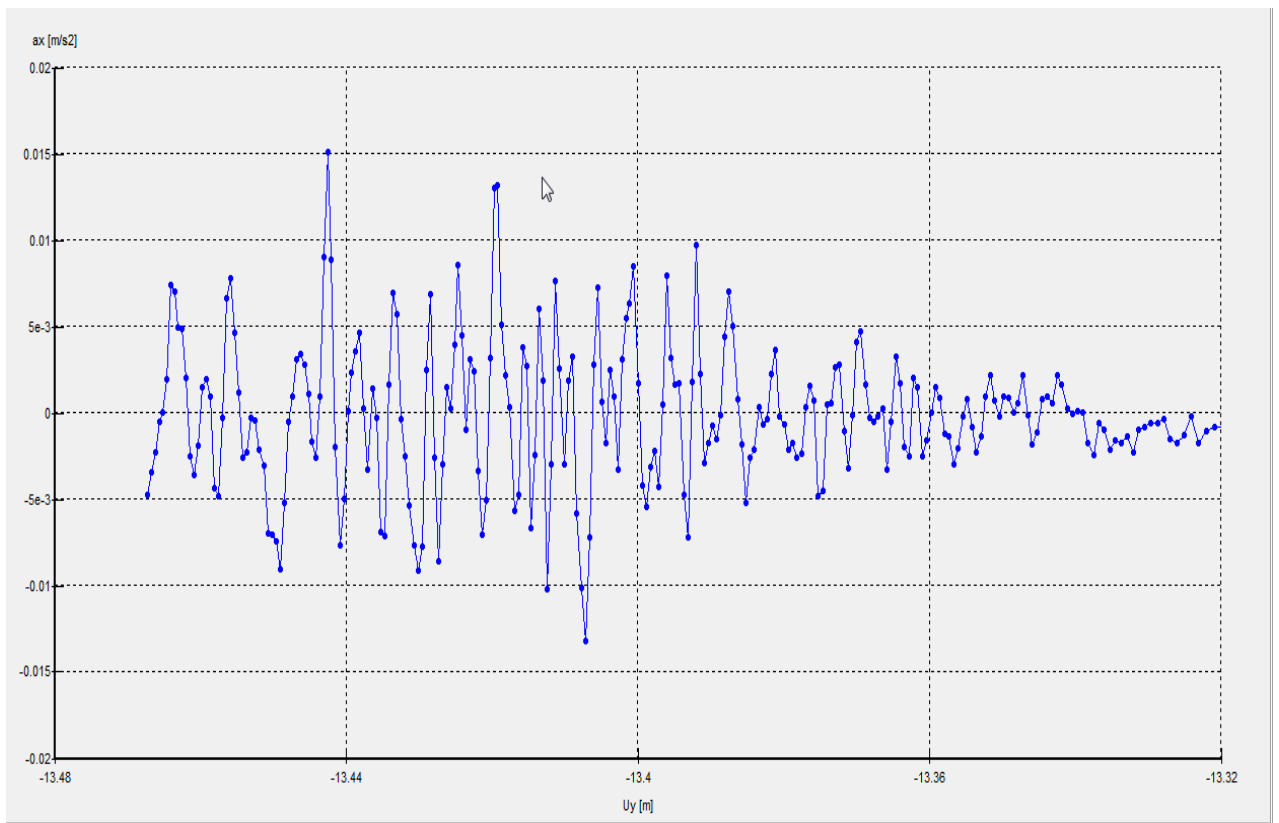


Figure V-16. Déplacements verticaux-Accélérations horizontales au point A

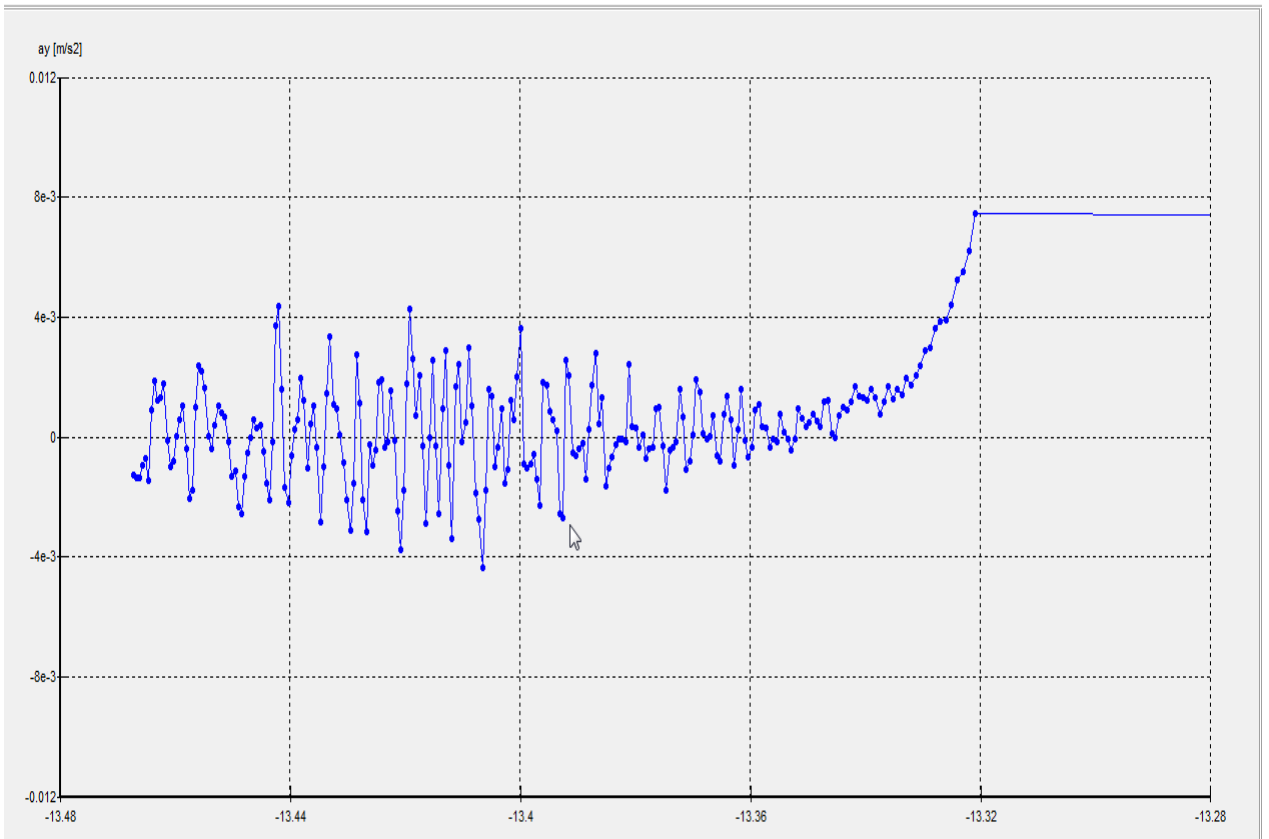


Figure V-17. Déplacements verticaux-Accélérations verticales au point A

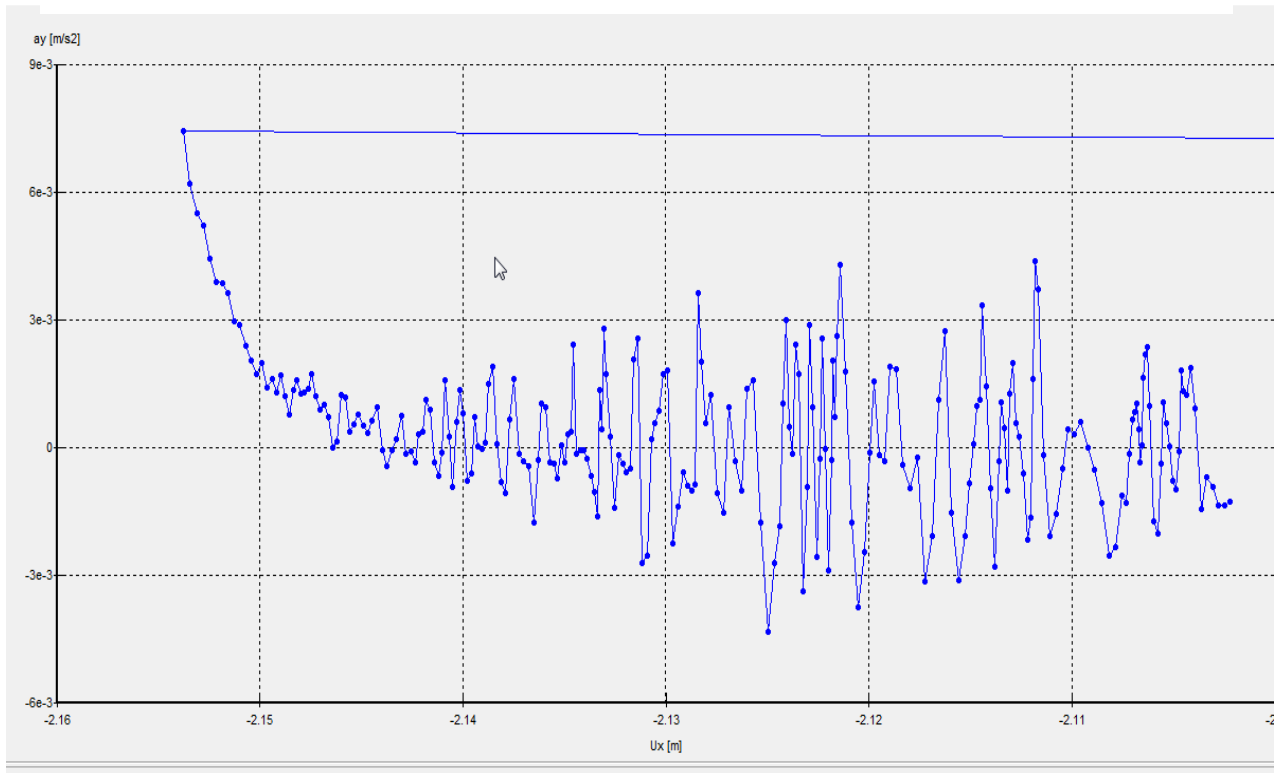
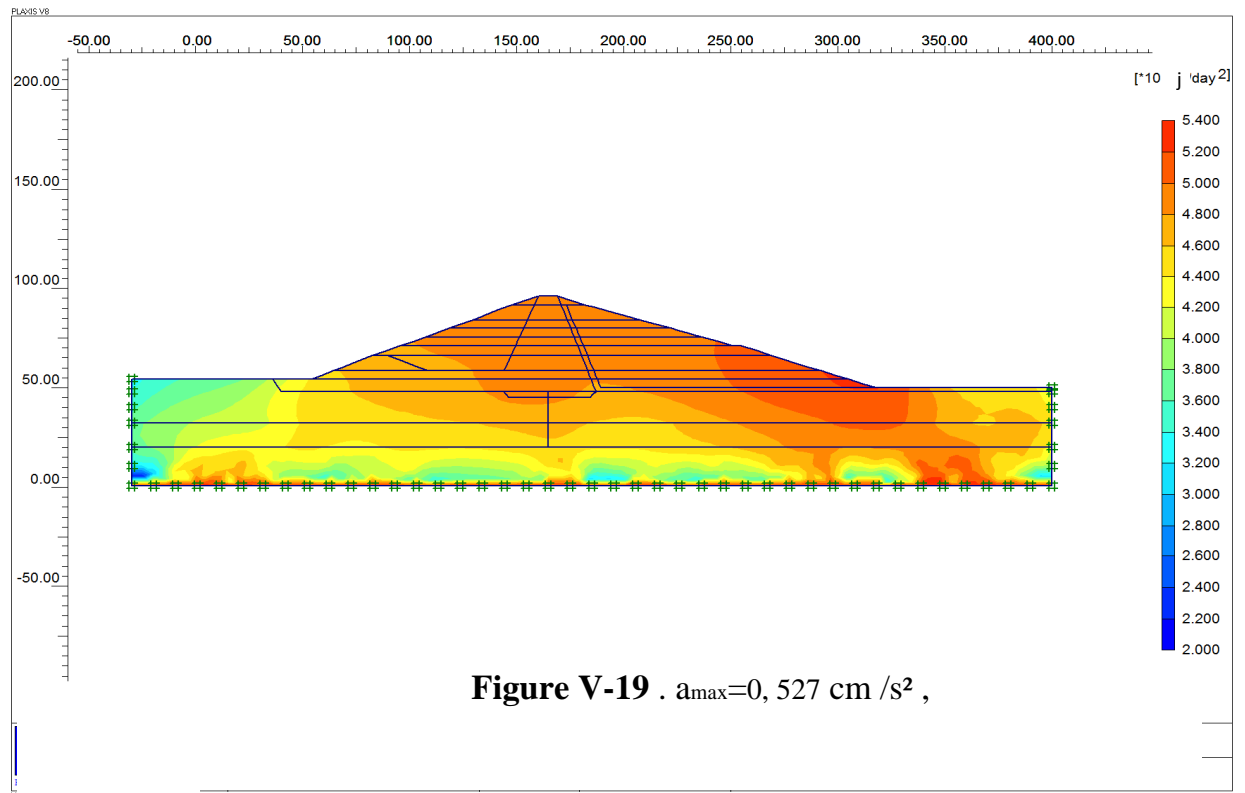


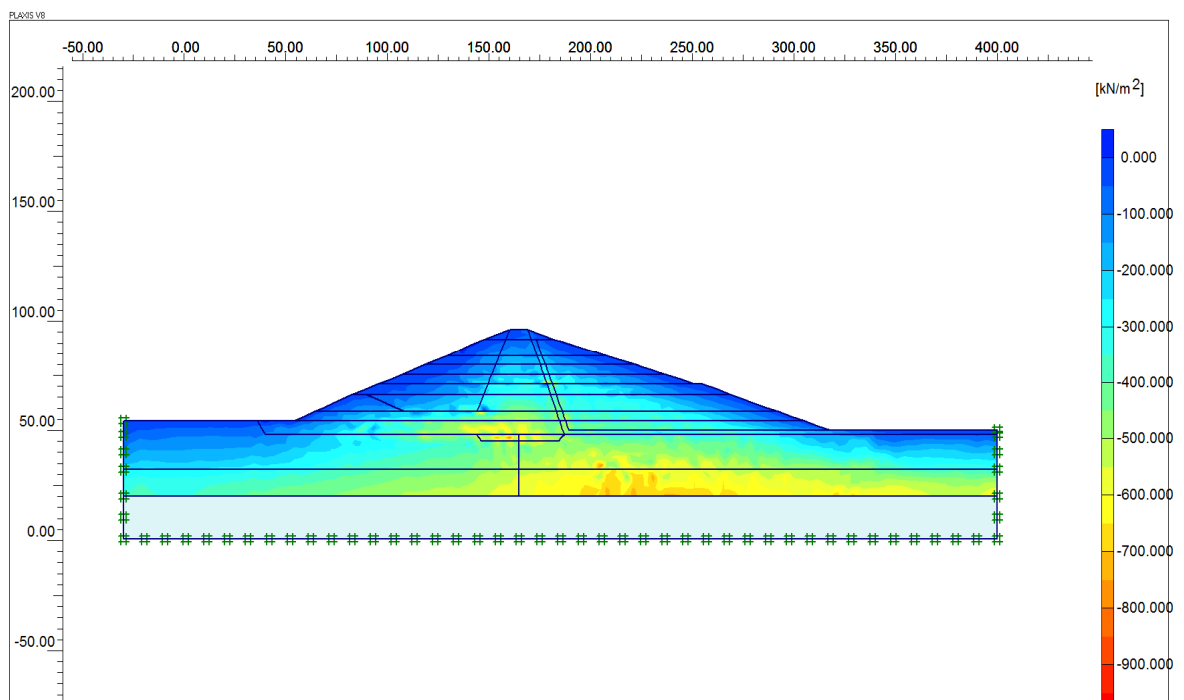
Figure V-18. Déplacements horizontaux-Accélérations verticales au point A

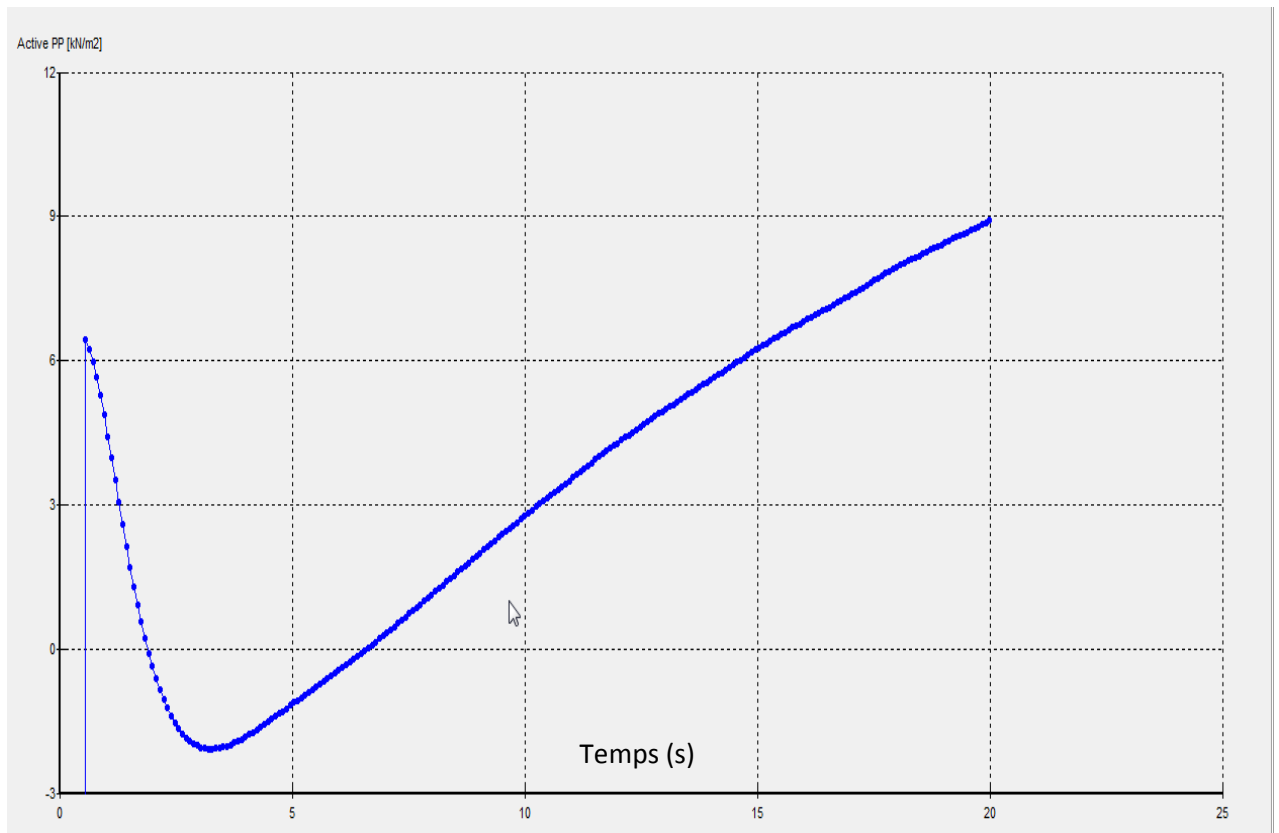
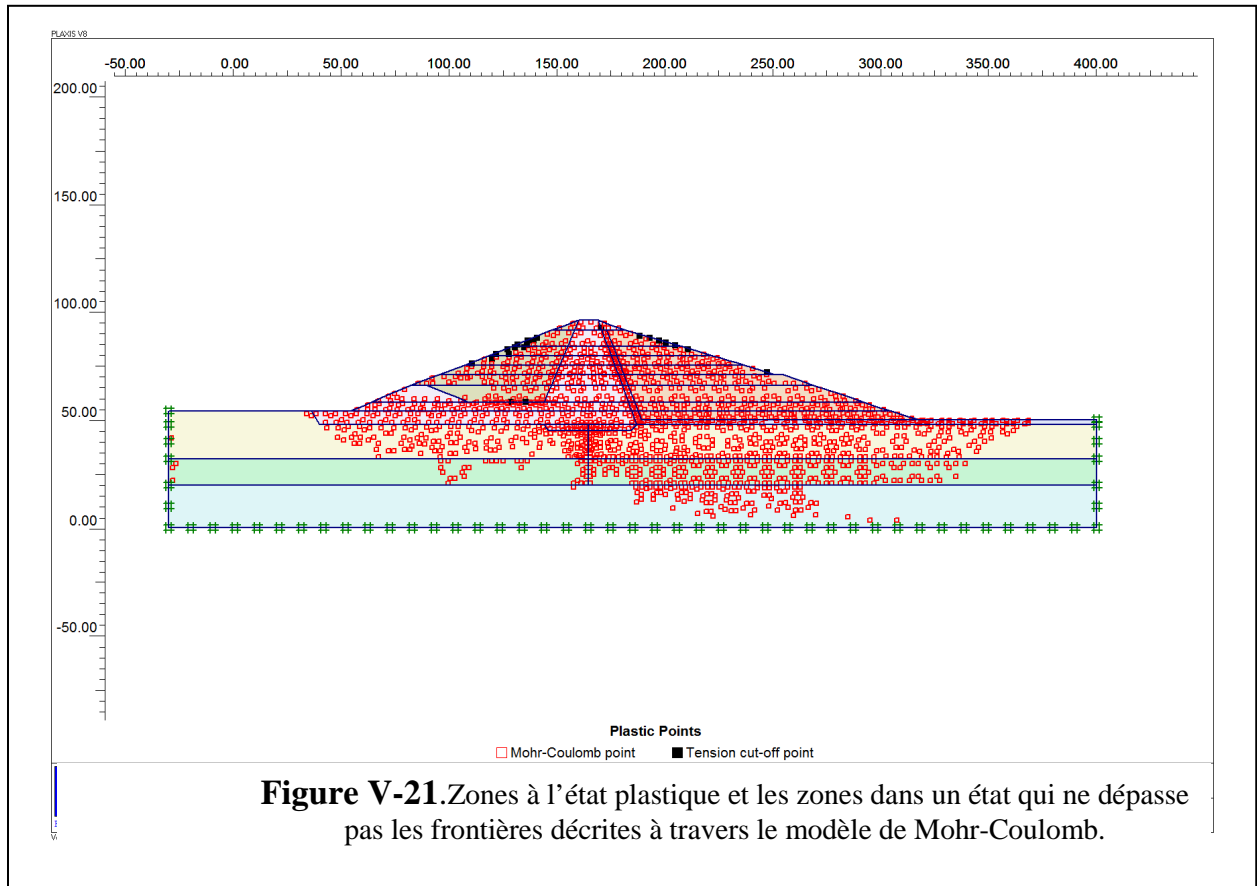
V-6-5-2-2 . Accélérations totales maximales des différentes zones du barrage:FigureV-19



V-6-5-2-2 .Contraintes :

On sait que les déformations sont liées aux variations des valeurs de différentes contraintes, ce qui nous amène d'exposer le résumé de ceci à travers les figures suivantes:





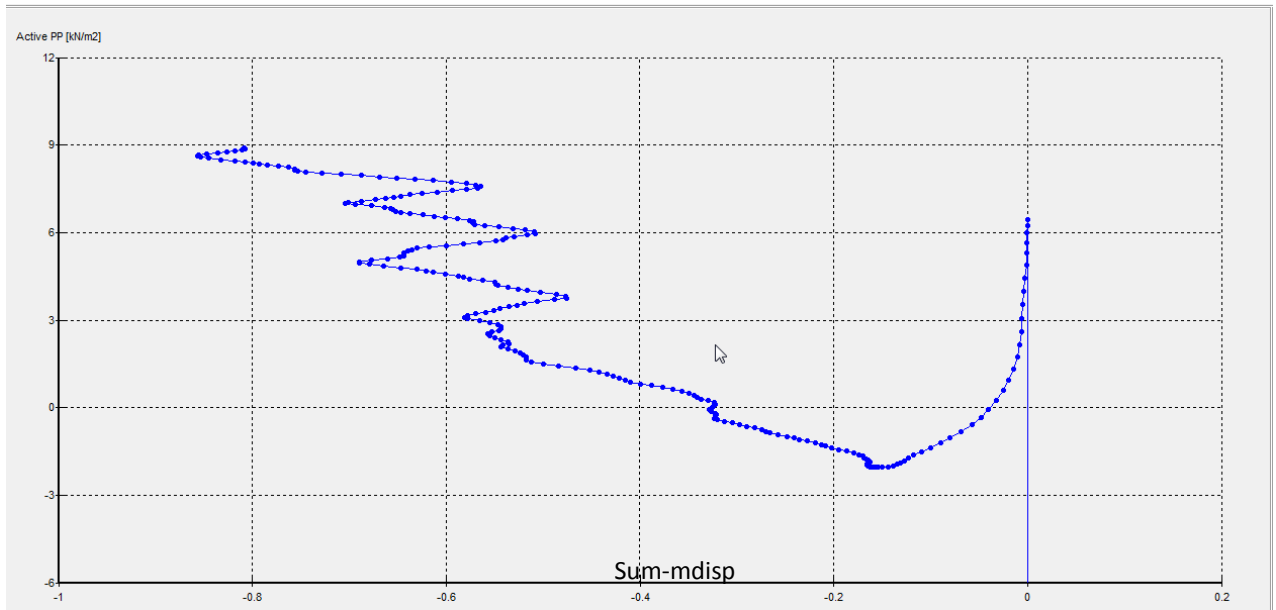


Figure V-23. Pressions interstitielles actives-Chargements cycliques

V-6-5-2-3.Effet des accélérations sur les pressions interstitielles actives

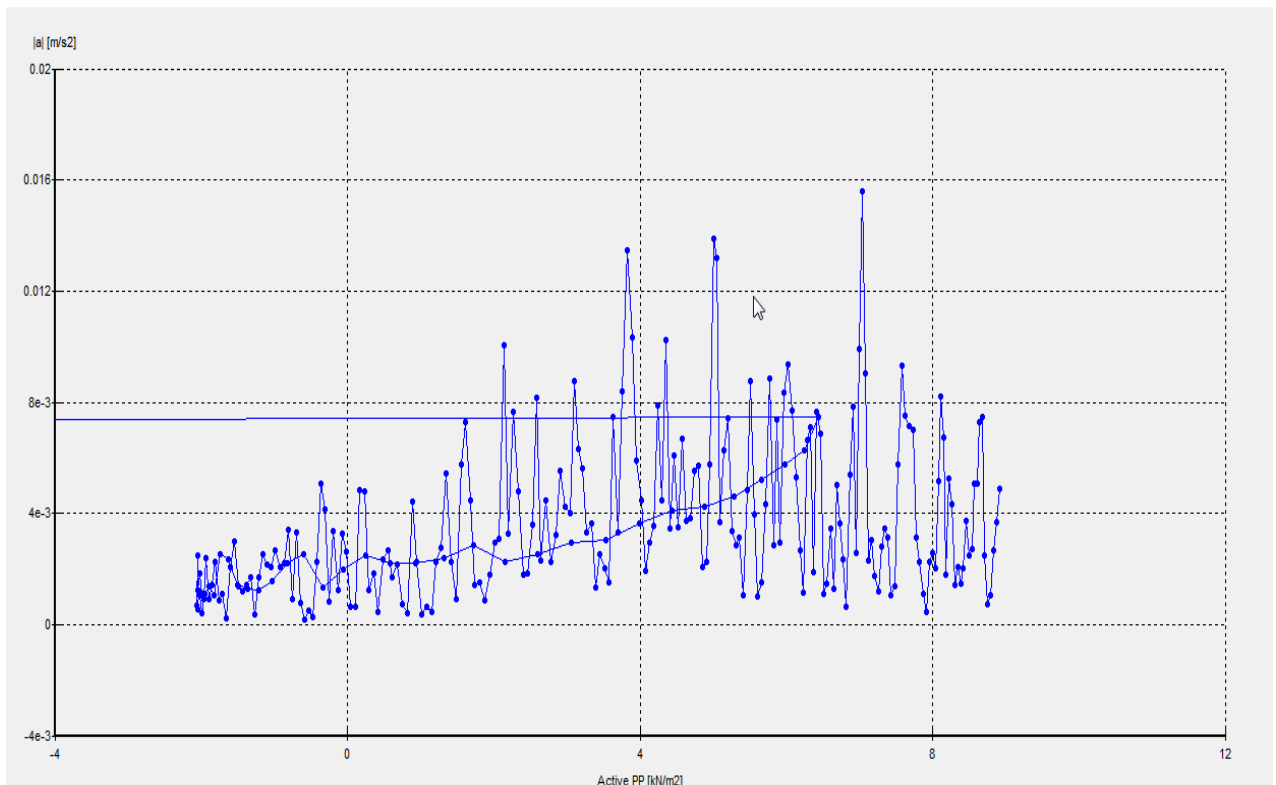


Figure V-24. Intensités des accélérations -Pressions interstitielles actives

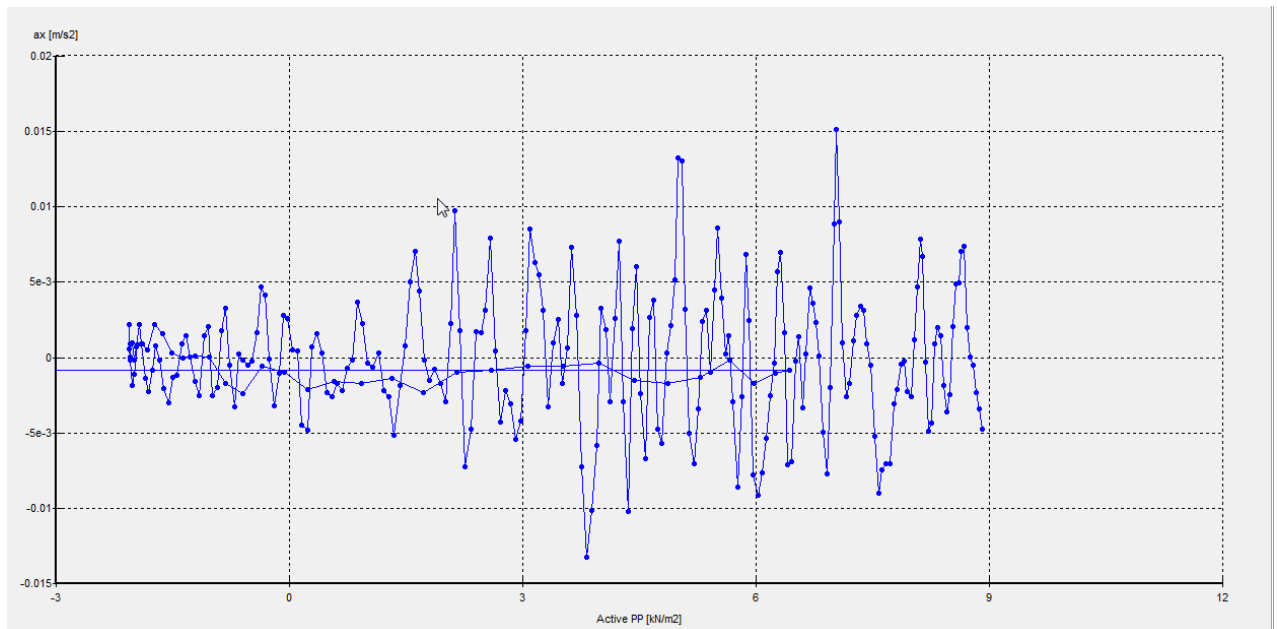


Figure V-25. Accélérations horizontales -Pressions interstitielles actives

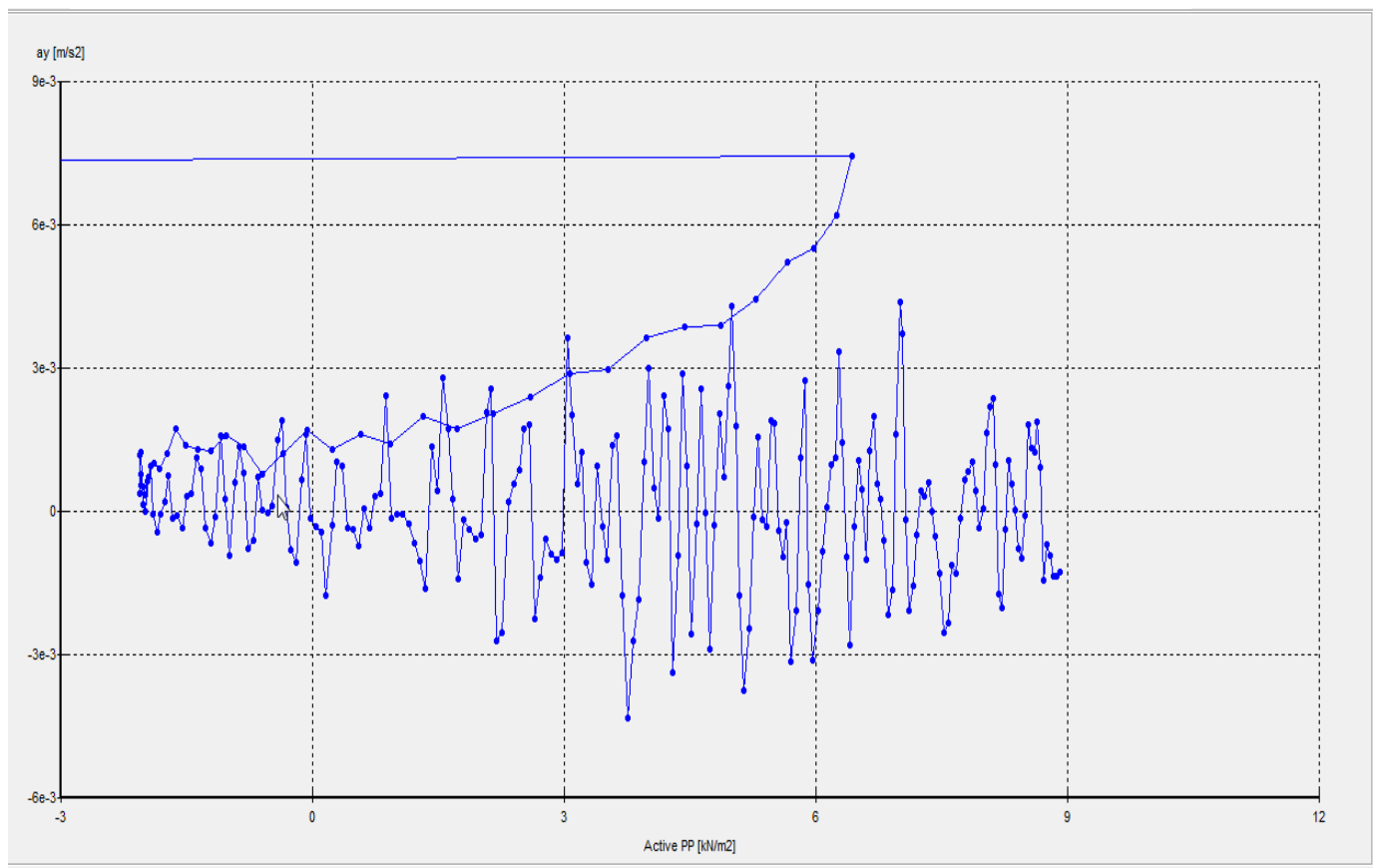


Figure V-26. Accélérations verticales -Pressions interstitielles actives

V-6-5-2-4 .Pression interstitielle en fonction des déplacements

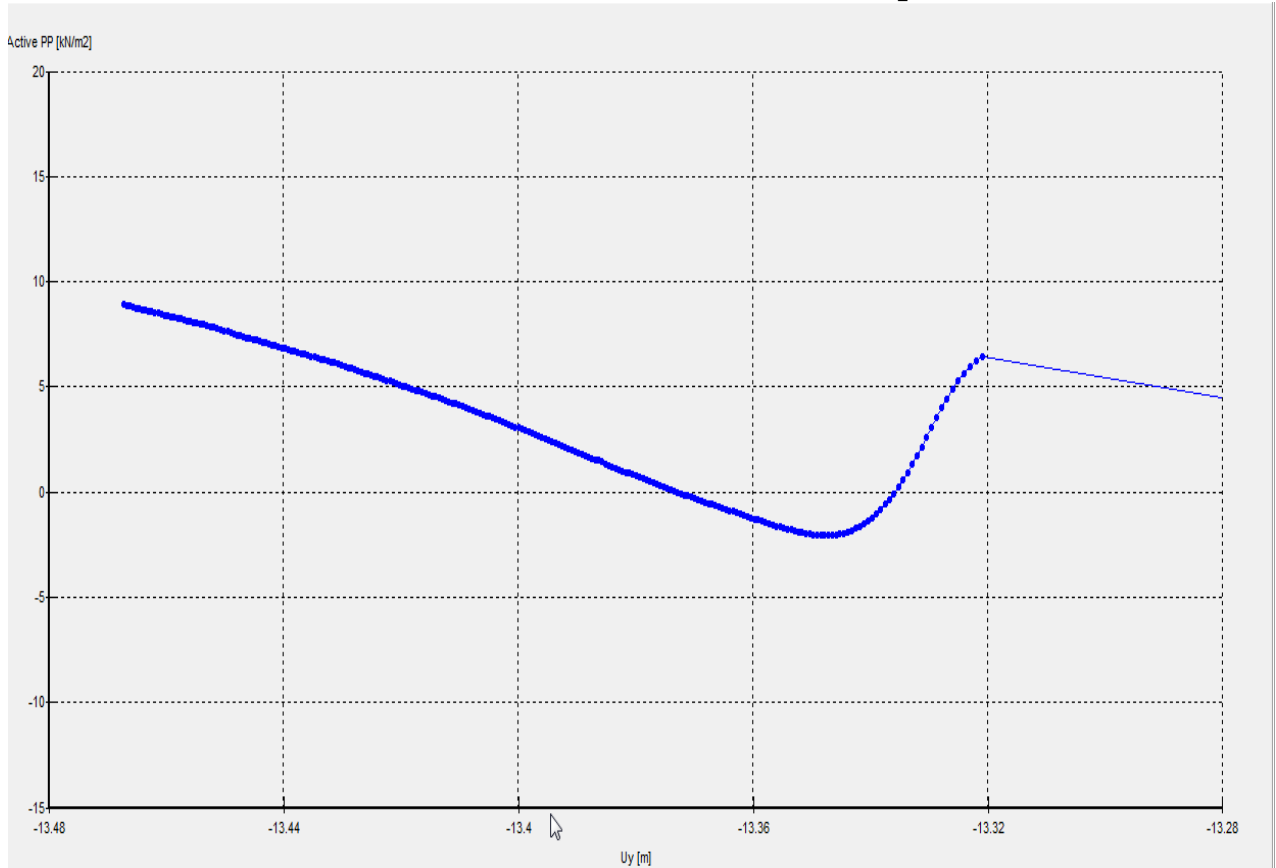


Figure V-27. Pressions interstitielles actives en fonction des déplacements verticaux

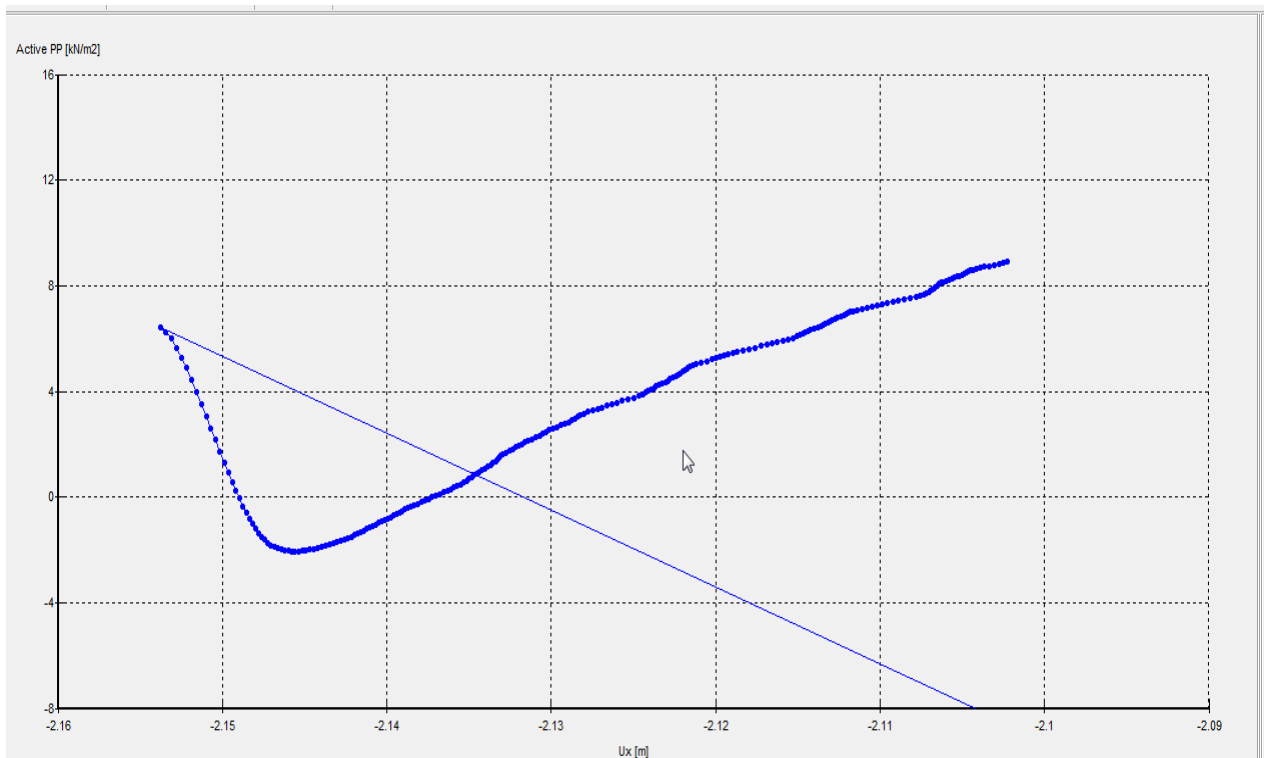


Figure V-28. Déplacements horizontaux -Pressions interstitielles actives

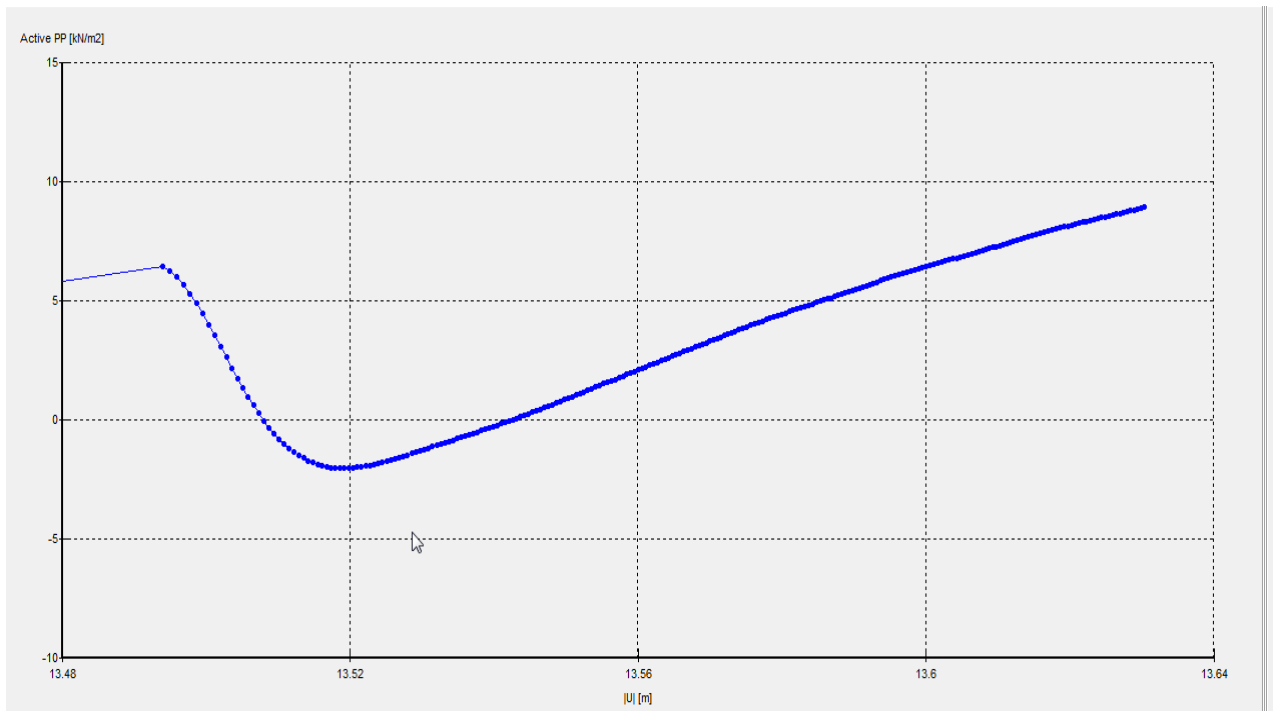


Figure V-29. Déplacements totaux -Pressions interstitielles actives

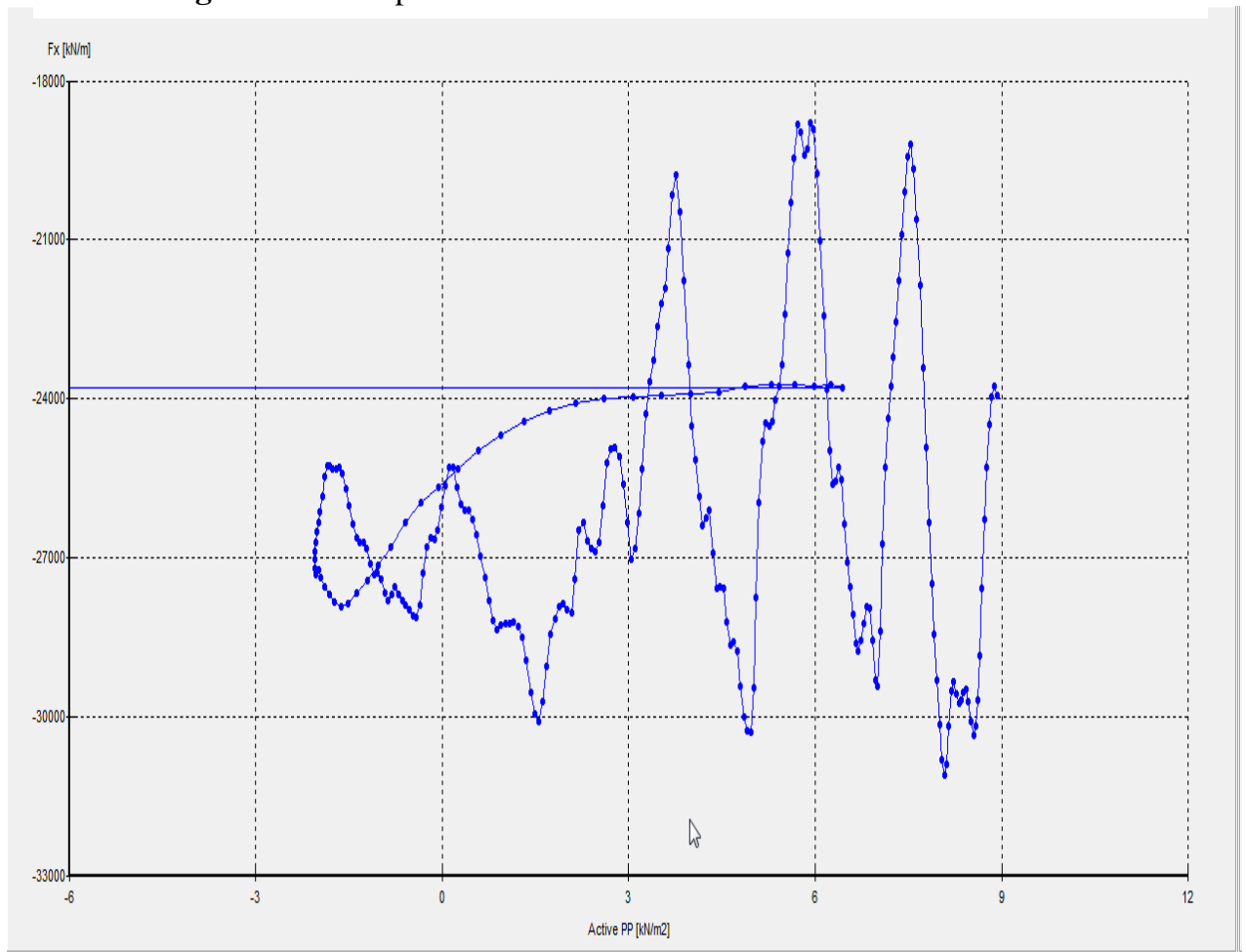
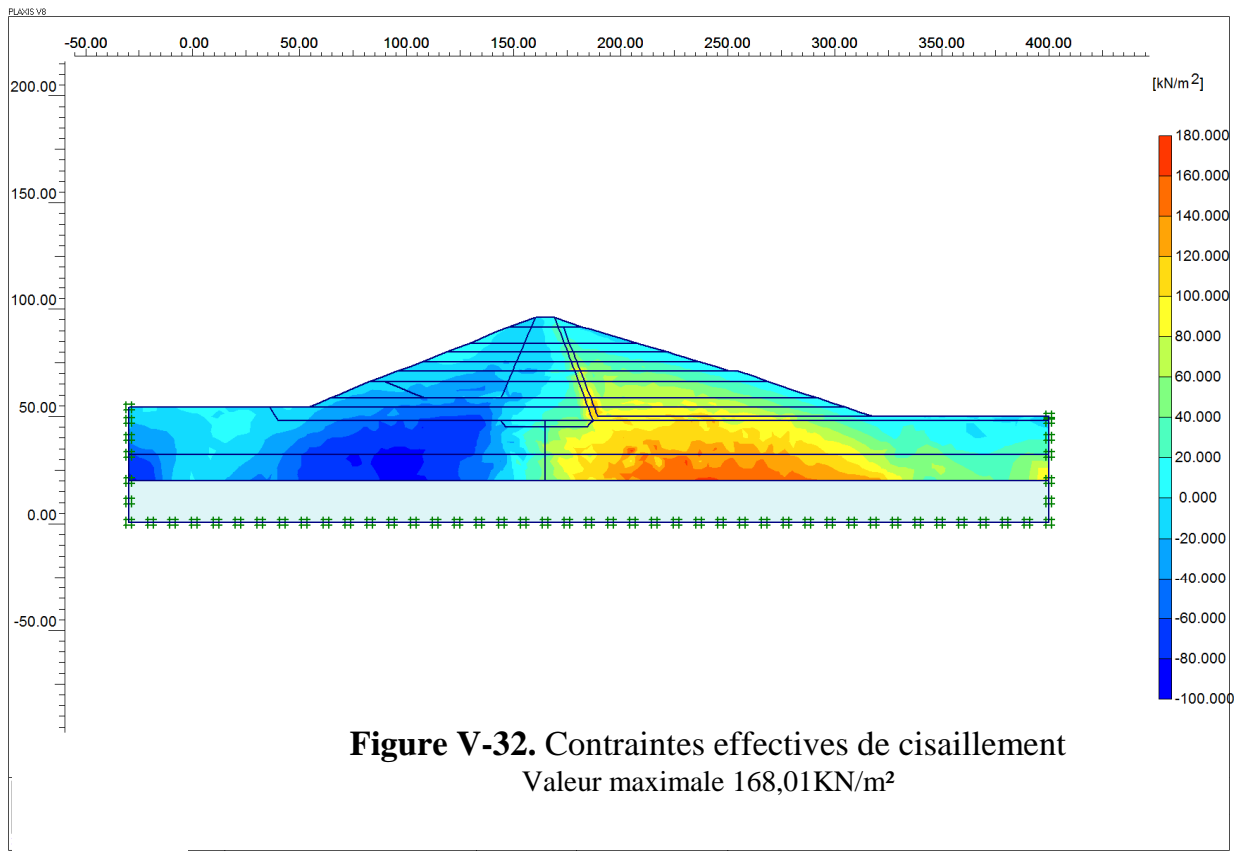
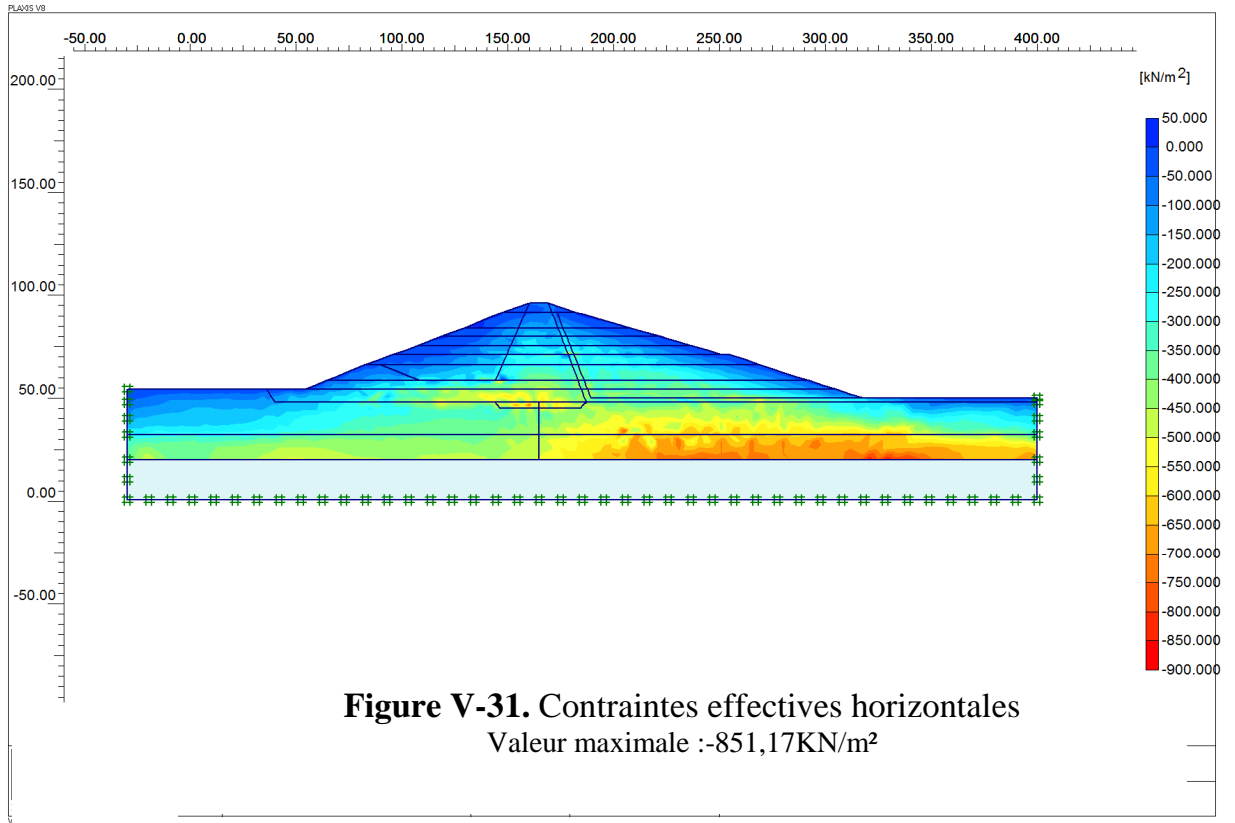


Figure V-30. Résultantes des forces horizontales -Pressions interstitielles



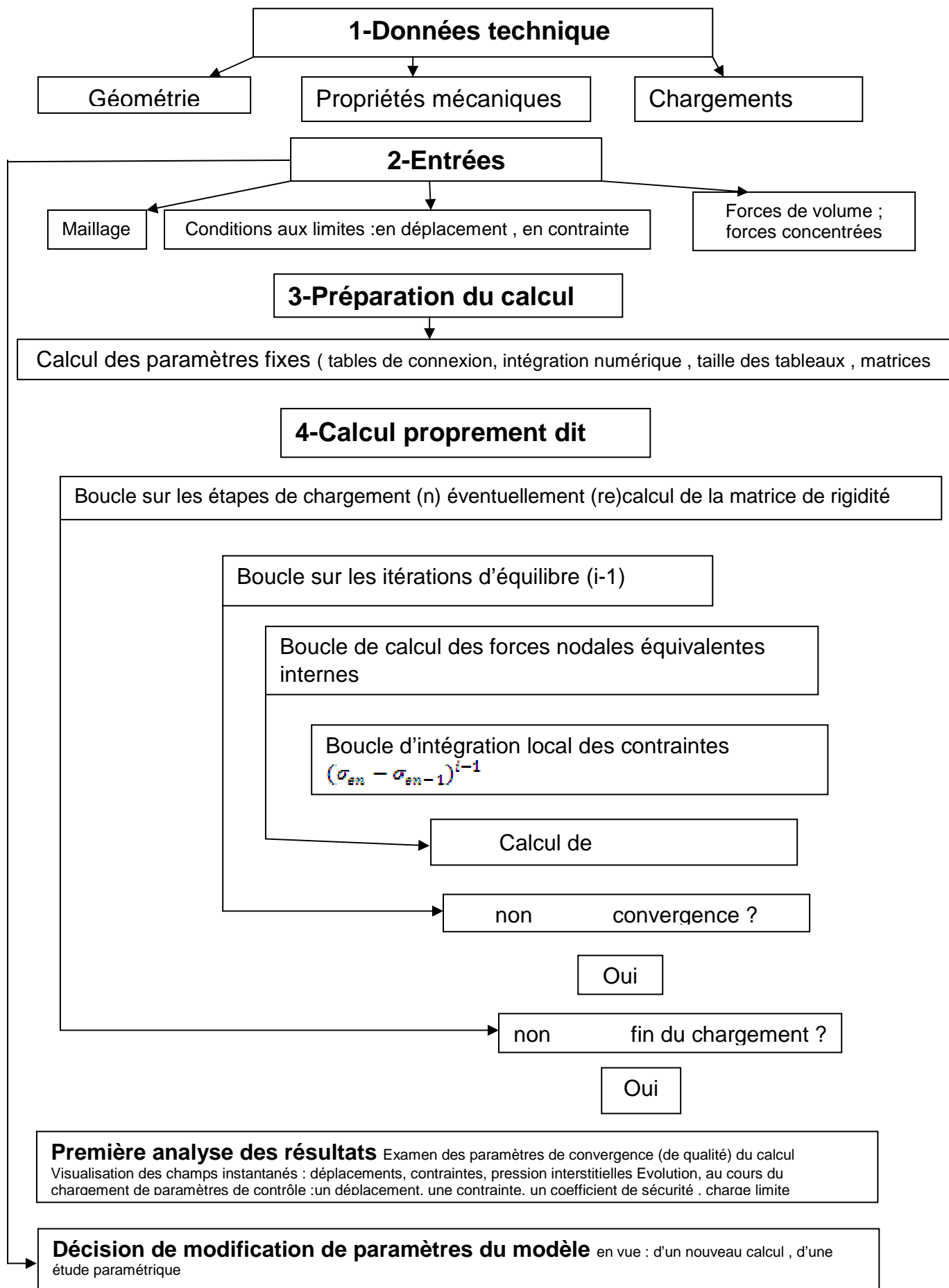
Conclusion Générale

Le présent travail relatif à l'analyse du comportement d'un barrage en terre sous sollicitations sismiques se veut une contribution sur la réponse sismique des ouvrages en terre et des différentes réactions internes inhérentes.

Une étude assez exhaustive sur le phénomène sismique, sa complexité et les conséquences préjudiciables pouvant être induites par celui-ci sur les barrages tous types confondus a été produite en préambule. Ensuite, en enchaînant dans un ordre parfaitement logique, les méthodes de modélisation de la réponse des matériaux sous charge sismique utilisées de nos jours ont été présentées. S'agissant du barrage de Koudiat Mdouar qui est un barrage en terre sur lequel l'étude a porté on a considéré qu'un calcul par éléments finis est amplement suffisant. Les sollicitations sismiques sont supposées parallèles aux axes principaux de l'ouvrage en question. Les calculs ont été réalisés en divisant la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par plusieurs nœuds (six au total). Les déplacements et rotations sont introduits comme inconnus aux différents nœuds. Leurs calculs sont effectués à l'aide des conditions d'équilibre et des lois de comportement cinématique des matériaux en chaque nœud compte tenu du critère de Mohr-coulomb. L'étude s'est poursuivie en traitant des sujets aussi importants les uns que les autres, tous liés à l'analyse de la stabilité sismique des barrages en terre. Les techniques de l'analyse de la stabilité sismique des barrages y sont décrites, telle que celle développée par Seed- Lee- Idriss basée sur les travaux de Newmark qui est une méthode fiable et rigoureuse car elle intègre tous les éléments qui contrôlent la stabilité d'un barrage.

Enfin, Après traitement des méthodes de calcul, un logiciel industriel PLAXIS a été utilisé pour l'évaluation des contraintes statiques et dynamiques ainsi que l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité du barrage de Koudiat Mdouar. Des résultats très concluants ont été obtenus pouvant servir comme base de données pour d'éventuels travaux d'investigation dans le domaine de l'analyse des comportements dynamiques des barrages en terre.

Organigramme de résolution du problème



- [1] Mécanique des sols par Daniel Cordary 30/01/1995
- [2] L'énergie hydraulique préface de Pierre Ailleret collection de la direction des études et recherches d'électricité en France
- [3] BARRAGES EN REMBLAI (DIGUES) Laboratoire de Constructions Hydrauliques ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE
- [4] SOIL DYNAMICS Arnold Verruijt Delft University of Technology 1994, 2006
- [5] design guidance : geotechnical earthquake engineering for highways volume1 may 1997 v]
- [6] Seed HB, Seed RB, Lai SS, Khamenehpour B. Seismic design of concrete faced rockfill dams. In: Concrete face rockfill dams—design, construction and performance. ASCE; 1985. p. 459–78.
- [7] Jibson RW. Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. Transportation Research Record 1411, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC; 1993. p. 9–17
- [8] The effects of ice cover on stochastic response of concrete gravity dams to multi-support seismic excitation
Kemal Hacıfendioğlu a, Alemdar Bayraktar b, Yasemin Bilici b
a Ondokuz Mayıs University, Department of Civil Engineering, 55139 Kurupelit, Samsun, Turkey
b Karadeniz Technical University, Department of Civil Engineering, 61080 Trabzon, Turkey
- [9] Numerical modeling of soil–structure interface of a concrete-faced rockfill dam
Ga Zhang *, Jian-Min Zhang
State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, PR China
- [10] Influence of seismic input mechanisms and radiation damping on arch dam response
Zhang Chuhan, Pan Jianwen, Wang Jinteng State Key Laboratory Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing, People's Republic of China
- [11] Stochastic response of concrete faced rockfill dams including partially ice-covered reservoir–foundation interaction under spatially varying seismic waves
Kemal Hacıfendioğlu
Ondokuz Mayıs University, Department of Civil Engineering, 55139, Kurupelit, Samsun, Turkey
Article history: Received 13 November 2008 Accepted 12 March 2009 Keywords: Concrete faced rockfill dam Ice cover Fluid–structure interaction Stochastic dynamic Lagrangian approach Spatially varying ground motion
- [12] Stochastic dynamic response of dam–reservoir–foundations systems to spatially varying earthquake ground motions
Yasemin Bilici a, Alemdar Bayraktar a, Kurtulus Soyluk b, Kemal Hacıfendioğlu c, S- evket Ates- a, Su leyman Adanur a a Department of Civil Engineering, Karadeniz Technical University, 61080 Trabzon, Turkey b Department of Civil Engineering, Gazi University, Ankara, Turkey c Department of Civil Engineering, Ondokuz Mayıs University, 55139 Trabzon, Turkey
Article history: Received 3 November 2007 Received in revised form 24 April 2008 Accepted 6 May 2008
Keywords: Spatially varying earthquake ground motion Stochastic analysis Lagrangian approach Dam–reservoir–foundation interaction Fluid finite element

[13]Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam S. Rampello ^a, E.Cascone ^b, , N.Grosso ^{b,1}.Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma La Sapienza, Italy ^b Dipartimento di Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria, Contrada di Dio, Università di Messina, 98166 Messina, Italy

Article history: Received 8 April 2008 Received in revised form 30 July 2008 Accepted 19 August 2008 Keywords: Earth dam Seismic response Effectiveness stress analysis Displacement methods Decoupled approach

[14]Pratique éclairée des éléments finis en géotechnique Paris 17-19 novembre 2004 plaxis BV .Laboratoire 3S sols solides structures

[15]une présentation de la méthode des éléments finis par G.DHATT. G .TOUZOT

[16]Numerical solution of practical differential equations GORDON .D . SMITH MARCH 1964

[17]FONDATIONS ET OUVRAGES EN TERRE PAR Gérard PHILIPPINAT 1987 .

[18]Newmark N.M (1965) (Effects of earthquakes on dam and embankments Géotechnique. Vol.15, N°2

[19]monographie- texte du barrage de KOUDIAT-MEDAOUR édition de ROEL & Bureau d'étude BUKHAREST –Aout 2003

[20]Etude du hasard sismique du barrage de KOUDIAT-MEDAOUR édition de ROEL & Bureau d'étude BUKHAREST –juillet 2001