République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Blida 1 Saad Dahlab
Faculté de Technologie
Département de Génie civil

Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :

Doctorat en Sciences en Génie civil

Option : Géotechnique

Sous le Thème :

ANALYSE NUMERIQUE ET ANALYTIQUE DU COMPORTEMENT D'UN BARRAGE EN TERRE SOUMIS A UN SEISME

Présentée par

Hafidha AYECHE

Devant le jury composé de :

M^{r} Ammar-Bouzid Djillali	Prof.	Univ. Blida 1	Président
M^{r} Akchiche Mustapha	Prof.	USTHB Alger	Examinateur
M^{me} Djerbal Lynda	Prof.	USTHB Alger	Examinatrice
M^{r} Laazazi Manaa	MCA.	Univ. Médéa	Examinateur
M^{r} Sail Yacine	MCA.	Univ. Blida 1	Examinateur
Mr Bouafia Ali	Prof.	Univ. Blida 1	Rapporteur

REMERCIEMENTS

Je remercie "ALLAH" le tout puissant de m’avoir donné le courage et la bonne volonté pour réaliser ce modeste travail.

Professeur BOUAFIA, je tiens à vous remercier de tout mon cœur pour le soutien dont vous avez fait preuve à mon égard. Vous avez toujours été disponible pour répondre à mes questions et résoudre toutes mes préoccupations. Merci encore une fois d'avoir été si déterminant dans mon expérience et d'avoir enrichi mes connaissances. Merci d'être si encourageant et de faire tout votre possible pour me garder motivée. Je vous suis sincèrement reconnaissante et je suis si heureuse que vous fassiez partie de mon parcours. Vos connaissances et votre leadership me fournissent un modèle inestimable pour ma propre carrière.

Je remercie vivement le professeur "Z. ZITOUNI" (ELLAH yarhmou) qui a été à l’origine de la présente contribution. Qu’il me soit permis de lui exprimer toute ma reconnaissance pour son aide précieuse et constante tout le long de cette étude. Sa disponibilité, son assistance, ses nombreux et efficaces conseils et ses encouragements ont été un atout certain dans l’établissement de cette thèse. Je dois également le remercier pour sa gentillesse jamais démentie, je lui en suis particulièrement reconnaissante.

Mes plus vifs remerciements s’adressent vers les membres de jury d’avoir accepté d’évaluer ce travail.

Mes vifs remerciements s’adressent aussi particulièrement au Professeur "A. LIMAM" pour m’avoir fait bénéficier de sa compétence et qui m’a accordé plusieurs entrevues pour consultations et instructions malgré son temps précieux consacré à sa lourde responsabilité au niveau de l’institut natinal des sciences appliquées INSA de Lyon.

DEDICACES

A ma très chère mère

qui est le soleil de ma vie et la raison de ma réussite

A mes frères et sœurs

qui m'ont soutenu et encouragé dans mes plus durs moments

A mon cher mari

pour tout l'encouragement, le respect et l'amour que tu m'as offert, Je te dédis ce travail, qui n'aurait pas pu être achevé sans ton éternel soutien et optimisme. Tu es un modèle d'honnêteté et de loyauté

A mes défunts cher père et chers frères
Mohamed, Krimo, Omar, Merouane et Rachid

A tous ceux et celles qui me sont chers.

ملخص

إن بحثي هذا لنيل شهادة الدكتوراه يرتكز خاصة في تقييم زيادة ضغط الماء الناتج عن الزلزال وفي مدى تأثير هذه الزيادة على درجة ثبات السد ود الأرضية .

قمنا بتقديم أهم الأساليب المعالجة ثم قمنا بتحضير نموذج رقمي تحليلي واسع يتضمن كل من دراسة ستاتيكية، تقييم زيادة ضغط الماء الناتج عن تأثير الزلزالي ودراسة ديناميكية للمشكل المطروح .

قمنا فيما بعد بتطوير نظام حاسب يحتوي التحليل السابق ثم قدمنا أهم النقاط المنجزة في الدراسة التقريبية وملخص للنتائج الصادرة بمساعدة هذا النظام .

قمنا كذلك بانجاز دراسة تقريبية على نطاق واسع بمساعدة ثلاث أنظمة متداولة كثيرا في الميدان الجيوتقني ألا و هي بلاكسيس, جيوستاب و أباكوس. كماقمنا بعد ذلك بمقارنة الدراستين التقريبيتين و لاحظنا أن دراستنا التقريبية أعطت نتائج جد مرضية مقارنة مع الدراسة المقدمة بواسطة الأنظمة الثلاثة.

كلمات مفاتيح : تحليل دراسة ثبات السدود الأرضية – الزلزال – زيادة ضغط الماء – المعامل الزلزالي – عامل الوقاية.

RESUME

Le travail proposé dans le cadre de ce doctorat consiste à ètudier le comportement sismique d'un barrage en terre. Pendant un séisme, l’eau remplissant les interstices du sol, constituant le parement amont du barrage en terre, ne pouvant pas se drainer pendant la courte durée de la secousse sismique, développe une surpression interstitielle ΔU, dont le rôle est prédominant dans la déstabilisation du barrage ; en effet, l’excès de cet accroissement provoque une dégradation de la résistance au cisaillement du sol, jusqu’à son annulation. Il est donc impératif d’évaluer cet accroissement ΔU et de le prendre en compte dans l’analyse de la stabilité dynamique du barrage en terre ; le contenu de cette recherche est une contribution pour atteindre cet objectif.

Dans le cadre de cette contribution, nous avons mené une étude paramétrique, en faisant varier l’ensemble des caractéristiques physiques et mécaniques du sol, constituant le corps du barrage, ainsi que les données géométriques de celui-ci, dans le but d’évaluer leurs effets sur le facteur de sécurité dynamique, calculé par la méthode pseudo-statique, en tenant compte de ces surpressions interstitielles ΔU, qui se développent pendant un chargement cyclique, au niveau du parement amont du barrage en terre, constitué de sol pulvérulent.

Nous avons, par la suite, comparé les résultats de cette étude paramétrique au calcul numérique de la stabilité sismique du barrage, par la méthode pseudo-statique, en modélisant le barrage par trois logiciels, en l’occurrence "PLAXIS" et "ABAQUS", qui utilisent la méthode des éléments finis, et "GEOSTAB", qui lui traite le problème à l’équilibre limite, en utilisant la méthode simplifiée de Bishop.

Au terme de notre étude, nous avons, d’une part, pu décrire comment et à quel niveau du parement amont du barrage, se réalise le glissement, et, d’autre part, conclure sur la combinaison adéquate, entre les paramètres géométriques du barrage et les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, qui pourrait assurer la stabilité sismique.

Mot – clés: Séisme, surpression interstitielle, stabilité des pentes, méthode des blocs, méthode de Sarma, Barrages en terre, Analyse pseudo-statique.

SUMMARY

The work proposed in the setting of this study consists on the stability analysis of earth dams submitted to an earthquake. The static stability of an earth dam can be established by estimating a static safety factor represented by the ratio between the shear strength and the shear stresses along a critical slip area. In contrast, the dynamic stability of this structure is much more complicated to the fact that during an earthquake, the water filling the soil interstices constituting the earth dam upstream face cannot drain during the short duration of the earthquake, an excess pore pressure "ΔU" develops whose role is predominant in the destabilization of the dam; however, the increase of this excess causes a deterioration of the soil shear strength until its cancellation. It is therefore imperative to evaluate this increase "ΔU" and to take it in consideration in the dynamic stability analysis of earth dam. The content of this article is a contribution to attain this objective. In this contribution, a parametric study was conducted by varying the physical and mechanical soil characteristics constituting the dam and the geometric data of this latter, in order to evaluate their effects on the dynamic safety factor calculated using the pseudo-static method by taking into account the excess "ΔU" pore pressure that develops during cyclic loading into the earth dam upstream face constituted by granular soil. We have subsequently compared the results of this parametric study with those found by the numerical calculation of the dam seismic stability by using the pseudo-static method, to modelling the dam with three differents software: "PLAXIS" and "ABAQUS" based on the finite element method and "GEOSTAB" which deals the problem at the limit equilibrium using the simplified Bishop method. At the end of our study, on one hand we have able to describe how and at what level of the dam upstream face the sliding would be realised and on the other hand, we have concluded on the adequate combination between the dam geometric parameters and the physical and mechanical soil characteristics which may ensure the seismic stability.

Keywords: Earthquake; pore pressure; slip line; slope stability; block method; Sarma method; earth dams; pseudo-static analysis.

SOMMAIRE

CHAPITRE 3

METHODES DE CALCUL DE DEPLACEMENT SISMIQUE

CONTRIBUTION A L'ANALYSE DE LA STABILITE

CHAPITRE 4

ANALYSE DE LA STABILITE SOUS CHARGEMENT STATIQUE

CHAPITRE 5

ANALYSE DE LA VARIATION SISMIQUE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE

CHAPITRE 6

ANALYSE DE LA STABILITE SOUS CHARGEMENT SISMIQUE

LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES ET TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

A et B : Paramètres de pressions interstitielles.
a : Section basse du bloc.
a_o : Facteur d'échelle.
a_h : Accélération pseudostatique horizontale.
a_v : Accélération pseudostatique verticale.
a_{max} : Accélération maximale atteinte par un séisme.
A_N : Coefficient de pression interstitielle du noyau.
A_R : Coefficient de pression interstitielle de la recharge.
b_i : Largeur de la tanche "i".
B_N : Coefficient de pression interstitielle du noyau.
B_R : Coefficient de pression interstitielle de la recharge.
C : Cohésion du sol.
C_c : Valeur critique de la cohésion du sol
C_i : Cohésion du sol à la base de la tranche "i".
C'_N : Cohésion effective du noyau argileux.
C'_{NC} : Valeur critique de la Cohésion effective.
C_N : Cohésion totale du noyau argileux.
C_{NC} : Valeur critique de la Cohésion totale.
D : Distance épi-centrale.
ds_i : Longueur d'application de la tranche "i".
F : Résistance au frottement.
F_R : Résistance au Cisaillement.
F_o : Facteur de sécurité statique.
F_d : Facteur de sécurité dynamique.
F_c : Facteur de sécurité en respectant la cohésion.
F_φ : Facteur de sécurité en respectant le frottement.
F_h : Force sismique horizontale.
F_v : Force sismique verticale.
$f(x)$: Fonction curviligne.
E_c : Effort de cisaillement XY.
G : Module de cisaillement du sol.

g : L'accélération de gravitation.

H : Hauteur du talus ou du barrage.

H_i : Composante horizontale de l'effort intertranche.

h : Hauteur d'une tranche du sol.

$\vec{K}$: Force de cohésion du sol.

K^* : Facteur de répartition des contraintes le long de la ligne de glissement (méthode de Taylor).

k : Coefficient sismique variant avec le temps.

k_C : Valeur critique du coefficient sismique.

k_h : Coefficient sismique horizontal

k_v : Coefficient sismique vertical.

K_I : Force de cohésion.

I : Intensité d'un séisme.

L_a : Longueur de l'arc de glissement (Taylor).

L_c : Longueur de la corde de la ligne de glissement (Taylor).

L_i : Longueur de la base de la tranche "i".

L : Longueur de la facette inférieure du bloc I.

L_1 : Longueur de la facette supérieure du bloc I.

L_2 : Longueur de la facette supérieure du bloc II.

L' : Longueur de la facette inférieure du bloc II.

L'' : Longueur de la facette gauche du bloc I et de la facette droite du bloc II.

m_I : Masse du bloc I.

m_{II} : Masse du bloc II.

N : Effort normal à la ligne de glissement.

N_i : Effort normal à base de la tranche "i".

N_{oI} : Force normale à la base du bloc I dans le cas statique.

N_{oII} : Force normale à la base du bloc II dans le cas statique.

N_{dI} : Force normale à la base du bloc I dans le cas dynamique.

N_{dII} : Force normale à la base du bloc II dans le cas dynamique.

P_{oI} : Action du bloc II sur le bloc I dans le cas statique.

P_{oII} : Action du bloc I sur le bloc II dans le cas statique.

P_{dI} : Action du bloc II sur le bloc I dans le cas dynamique.

P_{dII} : Action du bloc I sur le bloc II dans le cas dynamique.

q : Contrainte deviatorique.

R_o : Distance au foyer ou au hypocentre.

$\vec{R}$: Réaction du sol.

R : Rayon du cercle de rupture.

R_I : Résultante des forces à la base du bloc I.

R_{II} : Résultante des forces à la base du bloc II.

S_i : Force sismique par largeur de tranche.

S : Contrainte de cisaillement XY.

τ : Effort tangentiel a la ligne de glissement.

U_o : Pression interstitielle initiale avant séisme.

V : Un paramètre géométrique de perturbation.

V_i : Composante verticale de l'effort intertranche.

V_s : Vitesse des ondes de cisaillement dans le sol.

$\vec{W}$: Poids de la masse glissante.

W_i : Poids du sol de la tanche "i".

W_I : Poids du bloc I.

W_{II} : Poids du bloc II.

X_o,X_i,X_n et X : Abscisses de l'axe horizontal.

y : Ordonnée de l'axe vertical.

α : L'angle que fait la base de la tranche avec l'horizontal.

α_i : Inclinaison de la base de la tranche "i".

α_1 : Pente du noyau argileux du barrage.

α_2 : L'angle de la facette de glissement que fait le bloc II avec l'axe Horizontal.

β : Pente du talus amont.

γ : Poids volumique du sol.

φ_i : Angle de frottement interne du sol à la base de la tranche "i".

φ' : L'angle de frottement effectif du matériau du parement.

φ'_{oC} : Valeur critique de L'angle de frottement effectif du matériau du parement dans le cas statique.

φ : L'angle de frottement total du matériau du parement.

φ_{dC} : Valeur critique de L'angle de frottement total du matériau du parement dans le cas dynamique.

φ'_N : L'angle de frottement effectif du noyau.

φ'_{oNC} : Valeur critique de L'angle de frottement effectif du noyau.

φ_N : L'angle de frottement total du noyau.

φ_{dNC} : Valeur critique de L'angle de frottement total du noyau.

λ : Constante.

δ : L'angle de rupture.

γ_C : L'accélération sismique critique.

$\vec{\gamma}_{Ir}$: L'accélération relative du bloc I.

$\vec{\gamma}_{IIr}$: L'accélération relative du bloc II.

ρ : Rayon du cercle de glissement.

ρ_o : Rayon initial.

ρ_R : Distance de $\vec{R}$ par rapport au centre du cercle de glissement.

ρ_K : Distance de $\vec{K}$ par rapport au centre du cercle de glissement.

θ : Pente de la corde de la ligne de glissement.

θ_o : Angle que fait la force d'inertie avec l'horizontal.

μ : Constant intervenant dans la méthode des perturbations.

$\vec{\sigma}$: Contrainte le long de la ligne de glissement.

σ_n : Contrainte normale le long de la ligne de glissement.

σ_a : Contrainte approchée de Contrainte normale.

σ_o : Contrainte totale normale avant séisme.

σ'_o : Contrainte effective normale statique.

σ'_{o1} : Contrainte principale effective majeure statique.

σ'_{o3} : Contrainte principale effective mineure statique.

σ_{o1} : Contrainte principale totale majeure statique.

σ_{o3} : Contrainte principale totale mineure statique.

σ_d : Contrainte totale normale dynamique.

σ_{d1} : Contrainte principale totale majeure dynamique.

σ_{d3} : Contrainte principale totale mineure dynamique.

$\Delta\sigma_1$: Variation de contrainte principale majeure.

$\Delta\sigma_3$: Variation de contrainte principale mineure.

ΔU : Excès de pression interstitielle lors d'un séisme.

τ : Contrainte tangentielle le long la ligne glissement.

τ_{max} : Contrainte de cisaillement maximale.

τ_o : Contrainte de cisaillement avant séisme.

τ_d : Contrainte de cisaillement dynamique.

σ'_{Pm} : Contrainte principale effective moyenne.

σ_{Pm} : Contrainte principale totale moyenne.

σ'_{oNI} : Contrainte effective normale à la base du bloc I dans le cas statique.

σ'_{oNI_B} : Contrainte effective normale à la facette gauche du bloc I dans le cas statique.

σ'_{oI_1} : Contrainte principale effective majeure de la base du bloc I.

$\sigma'_{oI_{1B}}$: Contrainte principale effective majeure de la facette gauche du bloc I.

σ'_{oI_3} : Contrainte effective principale mineure de la base du bloc I.

$\sigma'_{oI_{3B}}$: Contrainte effective principale mineure de la facette gauche du bloc I.

σ_{oI_1} : Contrainte principale totale majeure de la base du bloc I.

$\sigma_{oI_{1B}}$: Contrainte principale totale majeure de la facette gauche du bloc I.

σ_{oI_3} : Contrainte principale totale mineure de la base du bloc I.

$\sigma_{oI_{3B}}$: Contrainte principale totale mineure de la facette gauche du bloc I.

σ_{dNI} : Contrainte totale normale à la base du bloc I dans le cas dynamique.

σ_{dNI_B} : Contrainte totale normale à la facette gauche du bloc I.

τ_{oI} : Contrainte tangentielle à la base du bloc I dans le cas statique.

τ_{oI_B} : Contrainte tangentielle à la facette gauche du bloc I.

τ_{dI} : Contrainte tangente à la base du bloc I.

τ_{dI_B} : Contrainte tangente à la facette gauche du bloc I.

σ_{dI_1} : Contrainte principale totale majeure de la base du bloc I dans le cas dynamique.

$\sigma_{dI_{1B}}$: Contrainte principale totale majeure de la facette gauche du bloc I dans le cas dynamique.

σ_{dI_3} : Contrainte principale totale mineure de la base du bloc I dans le cas dynamique.

$\sigma_{dI_{3B}}$: Contrainte principale totale mineure de la facette gauche du bloc I dans le cas dynamique.

$\Delta\sigma_{I_1}$: Variation de contraintes majeures sur la base du bloc I.

$\Delta\sigma_{I_{1B}}$: Variation de contraintes majeures sur la facette gauche du bloc I.

$\Delta\sigma_{I_3}$: Variation de contraintes mineures sur la base du bloc I.

$\Delta\sigma_{I_{3B}}$: Variation de contraintes mineures sur la facette gauche du bloc I.

ΔU_I : Surpression interstitielle sur la base du bloc I.

ΔU_{I_B} : Surpression interstitielle sur la facette gauche du bloc I.

$U_{s\,oI}$: Poussée d'eau statique sur la base du bloc I.

$U_{s\,oI_B}$: Poussée d’eau statique sur le coté gauche du bloc I.

$U_{s\,AB}$: Poussée d’eau sur la facette supérieure du bloc II.

$U_{s\,BC}$: Poussée d’eau sur la facette supérieure du bloc I.

U_{oI} : Pression interstitielle statique sur la base du bloc I.

U_{oI_B} : Pression interstitielle statique sur le coté gauche du bloc I.

U_{AB} : Pression interstitielle sur la facette supérieure du bloc II.

U_{BC} : Pression interstitielle sur la facette supérieure du bloc I.

$U_{s\,dI}$: Poussée d’eau dynamique sur la base du bloc I.

$U_{s\,dI_B}$: Poussée d’eau dynamique sur le coté gauche du bloc I.

U_{dI} : Pression interstitielle dynamique sur la base du bloc I.

U_{dI_B} : Pression interstitielle dynamique sur la facette gauche du bloc I .

V_I : Vitesse du bloc I.

V_{II} : Vitesse du bloc II.

$\ddot{X}_I$: Coordonnée de la projection d’accélération relative du bloc I sur la ligne de glissement.

$\ddot{X}_{II}$: Coordonnée de la projection d’accélération relative du bloc II sur la ligne de glissement.

INTRDUCTION GENERALE

Les barrages en terre ne se limitent pas à préserver les habitants des inondations, mais peuvent aussi permettre de canaliser les cours d'eau naturels, former des canaux artificiels utiles à l'irrigation, la navigation fluviale ou encore l'hydroélectricité. Il s'agit ainsi d'ouvrages stratégiques, associés à des enjeux importants en termes de sécurité et de développement économique. Il est essentiel de pouvoir garantir leur intégrité pour des conditions normales d'exploitation, mais aussi pour des situations accidentelles comme une forte crue ou un tremblement de terre.

Lorsqu'un barrage ne peut plus assurer sa fonction principale qui est de générer une différence de niveau d'eau entre deux zones inondables, on parle alors de ruine de l'ouvrage. Les trois mécanismes principaux pouvant provoquer la rupture d'une digue sont l'érosion externe et interne et le glissement des pentes.

La rupture par glissement ou cisaillement intervient lorsque la résistance au cisaillement pouvant être mobilisée par frottement et cohésion entre les grains le long d'une surface de rupture ne parvient pas à contrebalancer les contraintes développées, notamment sous l'effet d'efforts gravitaires. La ruine d'un ouvrage peut survenir pour des conditions normales d'exploitation, mais peut aussi être la conséquence d'un chargement accidentel.

Sous l'effet d'un séisme, les efforts dynamiques, notamment les efforts horizontaux, générés peuvent conduire au développement de contraintes dépassant temporairement la résistance du sol et provoquer ainsi une rupture par cisaillement. Selon Harder et al. (2011) et Pradel et al. (2013), le phénomène de glissement entrainant un affaissement de la crête puis une rupture par surverse est probablement à l'origine de la rupture, lors du séisme de Tohoku en 2011, du barrage Fujinuma de 18.5 m de hauteur.

La rupture lors d'un séisme peut aussi être liée à un autre effet qui est la perte de résistance provoquée par la génération de pression interstitielle conduisant à la liquéfaction du sol. Ce phénomène peut se produire à la base de l'ouvrage ou dans le corps de ce dernier, typiquement au sein de lentilles sableuses, mal compactées et saturées en eau. La montée des sous-pressions interstitielles s'accompagne d'une chute de la contrainte effective et ainsi de la résistance au cisaillement du sol. Il a été à l'origine notamment de la rupture du barrage de Sheffield en 1925 (Seed et al., 1969) et d'un glissement conséquent avec un déplacement de l'ordre de 40 m du parement amont du barrage de Van Norman lors du séisme de San Fernando en 1971 (Seed et al., 1975).

Figure : Glissement du parement amont du barrage de Van Norman lors du séisme de San Fernando (1971).

Sultan et Bolton Seed (1967) ont montré d'après des essais importants que la rupture des remblais avec noyaux inclinés se produise comme un résultat d'un mouvement de deux blocs du sol qui sont séparés par une zone mince où un cisaillement important prend place.

Aussi sur la base des résultats des essais effectués sur table vibrante, une récente contribution intéressante de Sawada et al. (2018) discute de la performance sismique de petits barrages en terre, avec des réservoirs en amont réparés avec une zone centrale inclinée et des revêtements d'argile géosynthétiques (GCL). Leurs essais ont permis d'expliquer les différences de comportement mécanique entre les côtés amont et aval du barrage. Les résultats ont montré que la contrainte effective des matériaux du remblai en amont diminuait en raison du comportement au cisaillement non drainé des sols compactés, bien que la déformation du côté amont soit plus importante que celle du côté aval. Par conséquent, leurs tests et analyses ont conduit à la conclusion que des différences significatives se produisaient dans le comportement dynamique du côté amont et du côté aval.

Il nous semble aussi que lors d'un séisme, l'eau remplissant les interstices du sol, constituant le parement amont du barrage en terre, ne pouvant pas se drainer pendant la courte durée de la secousse sismique, développe ainsi une surpression interstitielle "ΔU", dont le rôle est prédominant dans la déstabilisation du barrage. Ces variations cycliques de pressions interstitielles provoquées par les secousses sismiques peuvent causer des changements importants dans l'état de contraintes, une diminution notable des forces inter-granulaires, et des déformations significatives jusqu'à des ruptures locales ou globales de la structure. Il est donc impératif d'évaluer cet accroissement et de le prendre en compte dans l'analyse de la stabilité dynamique. La prise en compte de l'effet des variations des pressions interstitielles dans l'analyse de la stabilité des structures n'est pas évident. En fait c'est un problème assez complique, ceci vient du fait que ces accroissements sont encore mal connus. Dans ce contexte, nous proposons d'établir notre contribution qui s'articule sur l'analyse de la stabilité des pentes dans un barrage à noyau incliné soumis à un séisme.

Le travail proposé, dans le cadre de cette recherche, consiste à une analyse de la stabilité des pentes d'un barrage en terre soumis à un séisme. Il s'agit en particulier de prendre, dans le calcul de cette analyse, l'effet de l'accroissement de la pression interstitielle généré par un séisme.

Pour une cohérence de notre mémoire, nous avons structuré ce dernier en trois parties :

Le premier chapitre de la partie 1, est une introduction à la problématique de cette thèse. Les conclusions des études statistiques présentées au niveau de ce chapitre sur les barrages en terre et leurs risques d'instabilité, mettent en avant différents besoins méthodologiques et de recherche afin d'améliorer la pratique actuelle. En particulier, ces conclusions révèlent la nécessité de développer de nouvelles méthodes simplifiées permettant d'évaluer la sécurité des ouvrages en remblai sous chargement sismique.

Le deuxième chapitre de ce mémoire consiste à exposer les méthodes d'analyse de la stabilité et les techniques de stabilisation des pentes. Parmi ces méthodes, on trouve principalement la méthode ordinaire des tranches "Fellenius 1936", la méthode modifiée de "Bishop 1955", la méthode des "perturbations 1972" et la méthode des coins multiples "Sarma 1979", … etc. Les méthodes des tranches sont très souvent employées pour évaluer la stabilité d'ensemble des barrages en remblai dans l'ingénierie. Elles sont en effet relativement simples d'utilisation et peuvent facilement être intégrées dans un logiciel dédié.

Les pentes d'un barrage en terre deviennent instables lorsque les contraintes de cisaillement nécessaires au maintient de l'équilibre atteignent ou dépassent la résistance au cisaillement d'une surface de rupture potentielle. La stabilité des pentes est tout d'abord vérifiée de manière statique pour s'assurer que celles-ci supportent les efforts gravitaires pouvant être importants. Cependant, sous l'effet d'un séisme, deux phénomènes additionnels peuvent entrainer une rupture de la pente (Kramer, 1996) :

– Le développement d'efforts dynamiques importants dépassant temporairement la résistance du sol, à l'origine des instabilités inertielles ;

–Un affaiblissement des propriétés mécaniques, notamment par liquéfaction abaissant la résistance du sol à une valeur trop faible pour maintenir l'équilibre.

Cette thèse visant uniquement à étudier le premier mode d'instabilité. Les méthodes permettant d'estimer le second type ne sont pas présentées. Pour évaluer les instabilités sismiques des pentes, de nombreuses méthodes existantes diffèrent principalement dans l'estimation de la sollicitation dynamique.

Il s'agit dans un premier temps, de rappeler brièvement les principes de l'analyse statique, celle-ci étant à l'origine de la majorité des méthodes simplifiées d'évaluation de la stabilité des pentes sous chargement dynamique. La première approche ayant été proposée pour analyser la stabilité sismique des pentes est l'analyse pseudo-statique, de cette dernière découle un ensemble de méthodes simplifiées pseudo-dynamiques d'estimation des déplacements provoqués par un glissement, dont les fondements sont expliqués au niveau du chapitre 3 de la première partie. Les méthodes d'analyse plus sophistiquées en contrainte-déformation ne sont pas mentionnées car elles requièrent un investissement plus important pour préciser le comportement des matériaux et les conditions hydrauliques, pour modéliser les champs de contraintes et déformations et enfin pour interpréter les résultats. Elles sont donc très éloignées du contexte des méthodes simplifiées dans lequel se situe cette thèse.

Au niveau de la deuxième partie de ce mémoire, et dans le cadre de cette contribution à ce sujet de recherche, la méthodologie adoptée par Sarma, a été utilisée pour l’évaluation du surplus de pressions interstitielle due à un séisme. La méthode de Sarma est basée uniquement sur les contraintes effectives, en proposant une approche d’évaluation de la surpression interstitielle lors d’un séisme.

Notre contribution consiste à étudier la stabilité sismique d’un barrage en terre, en se basant sur ce qui suit :

1. Considérer que le mécanisme de glissement de la recharge amont du barrage se fait par blocs, selon celui développé par Sultan et Bolton Seed.
2. Utiliser dans le calcul les caractéristiques non drainées du sol pulvérulent, constituant la recharge amont, du fait que durant la secousse sismique très courte, celui-ci ne peut se drainer.
3. Tenir compte dans l’analyse de la surpression interstitielle générée par un séisme, en suivant la méthode développée par Sarma.

En utilisant ces hypothèses, une approche analytique, a été développée au niveau des chapitres 4,5 et 6, basée sur la théorie de l’équilibre limite, pour étudier la stabilité sismique, pseudo-statique du barrage d’un terre constitué de deux recharges, amont et aval, composées de matériaux pulvérulent, et d'un noyau central incliné étanche, composé de matériaux argileux.

Par cette approche, la surpression interstitielle "ΔU" due au chargement sismique, a été évaluée, puis le facteur de sécurité sismique "F_d", pseudo-statique, a été déterminé, et qui est fonction entre autres, de cette surpression "ΔU". Cette approche analytique, dont la particularité est qu'elle tient compte cet excès de pressions sismiques "ΔU", a été compilée par un programme de calcul, qui a été mis au point, et appelé "DYNANSTA" (**DYN**amic **AN**alysis **STA**bility).

Par la suite, au niveau du chapitre 7, nous avons procédé à comparer les résultats obtenus par ce logiciel et les résultats d'autres méthodes qui sont bien connues comme celle de "Bishop", "Fellenius", "perturbation et la méthode des éléments finis … etc. les résultats obtenus montrent la validité de notre contribution, ce qui a permis de déduire l'effet de plusieurs facteurs, liés aux caractéristiques mécaniques et physiques du sol et aux paramètres géométriques du barrage, sur le comportement statique et sismique de celui-ci.

Afin de dégager l'influence de chaque paramètre sur ce comportement, une étude paramétrique a été menée par la suite, dont les principaux résultats sont exposés au niveau de la troisième partie de cette thèse. Dans une deuxième étape et dans l'objectif de comparer et de valider cette approche analytique, des simulations numériques du modèle du barrage ont été effectuées en utilisant trois logiciels connus en géotechnique, à savoir GEOSTAB, basé sur la théorie d'équilibre limite, PLAXIS et ABAQUS qui sont basés sur la méthode des éléments finis.

CHAPITRE 1 : La sécurité sismique des barrages en terre vis-à-vis du risque de glissement

1.1 Introduction

Les structures des barrages en remblai sont beaucoup plus vulnérables par rapport à d'autres types de barrages comme les barrages en béton. En Algérie, la revue de littérature présente un manque au niveau des rapports des risques sismiques et sécurités des ouvrages hydrauliques et la vulnérabilité structurale aux effets sismiques des barrages en remblai n’est pas encore formellement établie. Au niveau de ce chapitre on donne des états statistiques en consultant la littérature internationale pour en savoir plus sur le comportement sismique de ces types de barrages. Les phénomènes menaçant et affectant la stabilité de ces ouvrages sont brièvement présentés comme des aléas les plus courants et les plus dangereux pour les barrages et digues en terre.

Ce chapitre est une introduction à la problématique de cette thèse. Les conclusions de l’étude statistique mettent en avant différents besoins méthodologiques et de recherche afin d'améliorer la pratique actuelle. En particulier, les conclusions révèlent la nécessité de développer de nouvelles méthodes simplifiées permettant d'évaluer la sécurité des ouvrages en remblai sous chargement sismique.

1.2 Barrages en remblai

Un barrage est défini comme un obstacle artificiel construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en réguler le débit et ou à stoker de l'eau. Selon ICOLD (International Commission Of Large Dams), les barrages en remblai sont majoritaires avec près de 75% du total des barrages enregistrés dans le monde. La figure 1 donne la répartition en pourcentage par type des grands barrages du parc mondial qui est composé d’un nombre important de grands barrages dont la hauteur au-dessus des fondations est supérieure à 15 m (ICOLD). Ce type de barrage peut s'adapter avec beaucoup de types de fondations. Leur hauteur peut également être très variable, certains de ces ouvrages dépassent 300 m, comme le barrage de Nurek au Tadjikistan, est le quatrième plus haut barrage du monde où sa hauteur égale à 300 m. La majorité des barrages en remblai ont une hauteur de quelques mètres à une trentaine de mètres (Degoutte, 2002).

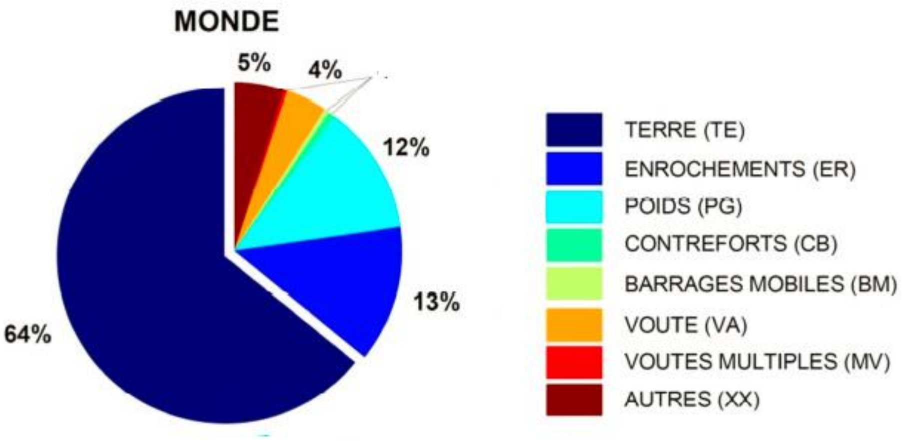


Figure 1.1 : *Distributions des barrages par types dans le monde (ICOLD, 2016)*

Le barrage est souvent destiné pour le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie, l'hydroélectricité, ou une réserve d'eau potable. Le barrage en remblai peut être constitué de matériaux très divers et mis en place suivant des configurations différentes. En particulier, on appelle barrage en remblai tout barrage composé de matériaux meubles compactés qui peuvent être fins comme les barrages en terre ou grossiers comme les barrages en enrochements, donc les barrages en remblai se subdivisent en deux catégories :

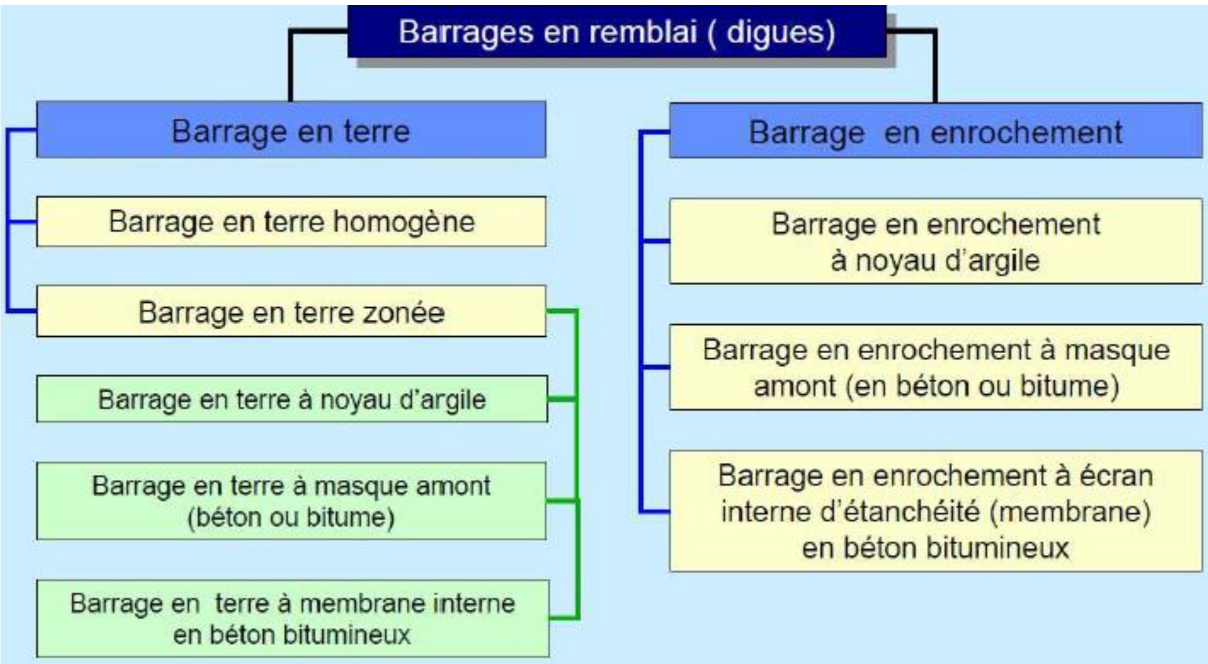


Figure 1.2 : *Les différents types de barrage en remblais (EPFL 2002)*

En fonction des matériaux utilisés et de la manière dont l'étanchéité du barrage est assurée, les principaux types de barrages peuvent être distingués (Gaouar, 1997; Durand et al., 1999; Degoutte, 2002) :

1.2.1 Barrages homogènes

C’est le type de barrage le plus simple à construire. Il est constitué d’un massif de matériau imperméable compacté qui assure à la fois l’étanchéité et la résistance, pouvant parfois comporter un dispositif de drainage ;

1.2.2 Barrages zonés avec massif amont ou noyau central

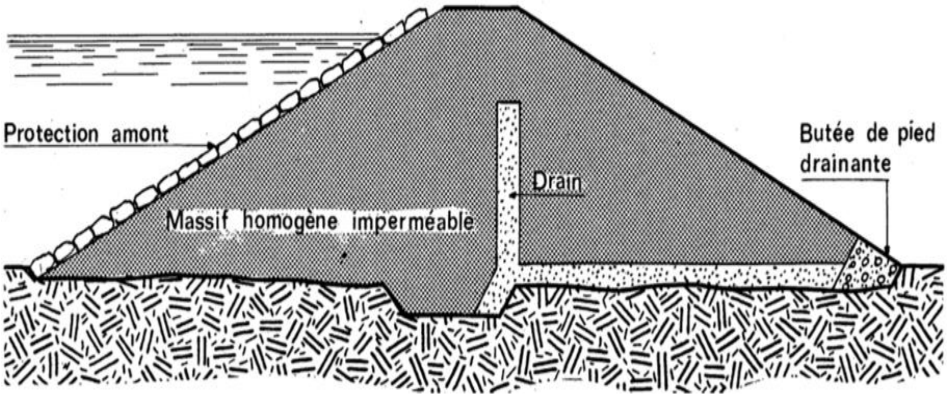
La fonction d’étanchéité est assurée grâce à une zone spécifique réalisée en matériau argileux disposée soit à l’amont soit au centre de l’ouvrage. Cette zone est appuyée sur une ou des recharges constituées de matériaux plus grossiers et plus perméables, assurant la fonction de stabilité (MA, 1989). Une couche filtrante est interposée entre les deux matériaux si la discontinuité de perméabilité est trop importante ;

1.2.3 Barrages en matériaux perméables avec dispositif d’étanchéité artificiel

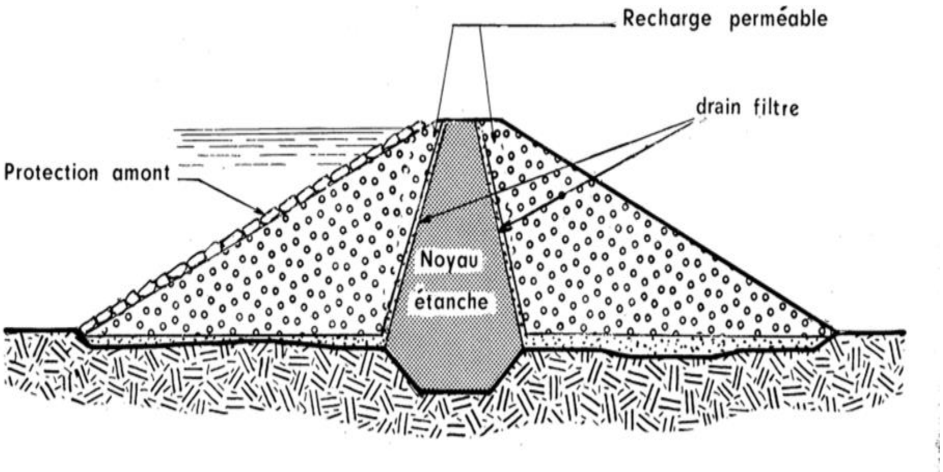
Si la réalisation d’un noyau étanche présente des difficultés à cause du manque de matériau par exemple, la fonction d’étanchéité peut être assurée par un masque amont. Le masque amont est appliqué sur le talus amont de l’ouvrage et est ancré à son pied. Il peut être constitué par un masque en béton, une membrane bitumineuse, une géomembrane, ou encore de chapes préfabriquées (MA, 1989).

Le type des ouvrages en remblai à mettre en place sur un site donné dépend principalement de la qualité et de la quantité des matériaux présents sur le site. La mise en place d’un barrage homogène n’est pas possible lorsqu’on constate l’hétérogénéité des matériaux en place et/ou lorsque le volume de matériau étanche est trop faible pour constituer tout le corps de l’ouvrage (Durand et al., 1999). En fonction des matériaux disponibles, la structure de l’ouvrage est choisie afin que le barrage en remblai soit stable, étanche, bien drainé et protégé des agents extérieurs (Durand et al., 1999).

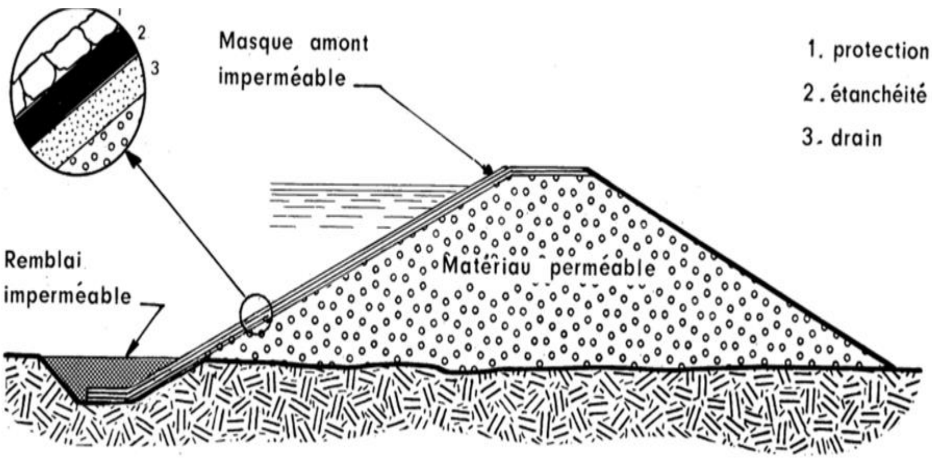
Les schémas suivants illustrent différentes combinaisons de types des barrages présentés précédemment.



a) Barrage en remblai homogène

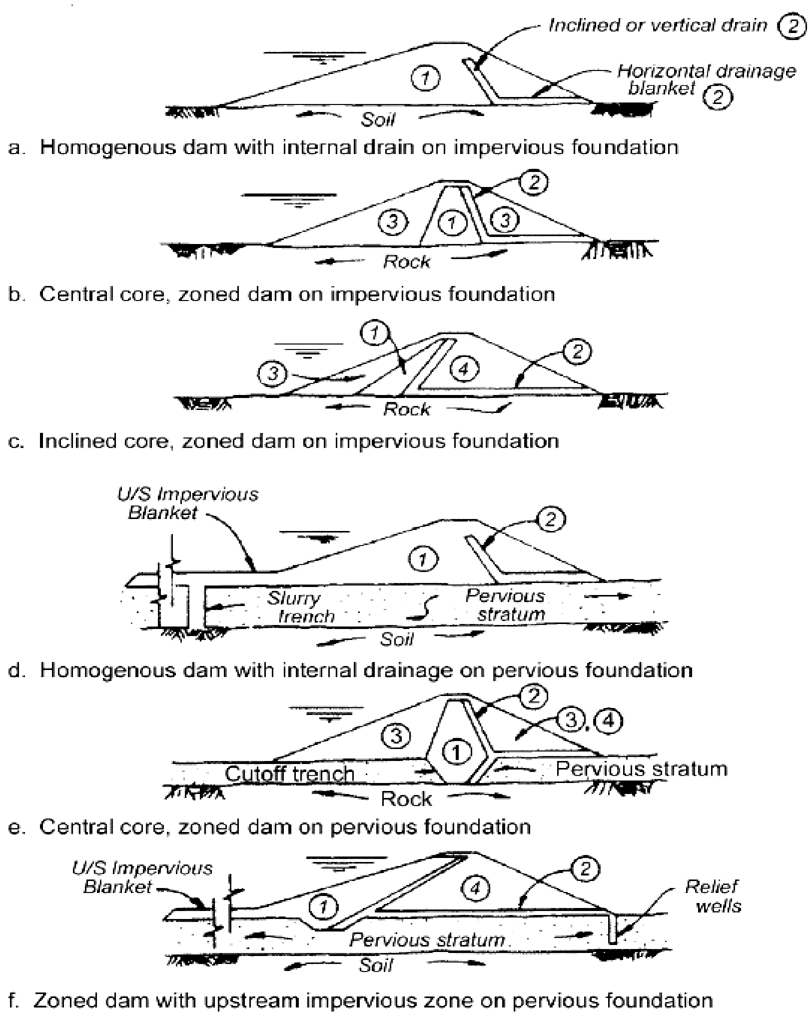


b) Barrage en remblai zoné à noyau central



c) Barrage à masque amont

Figure 1.3 : *Sections classiques des principaux types de barrage (MA, 1989)*



LEGEND :

1 – Zone 1, sol imperméable

2 – Zone 2, filtre de vidange (peut necessiter un système à 2 étapes, généralement des sables et des graviers traités)

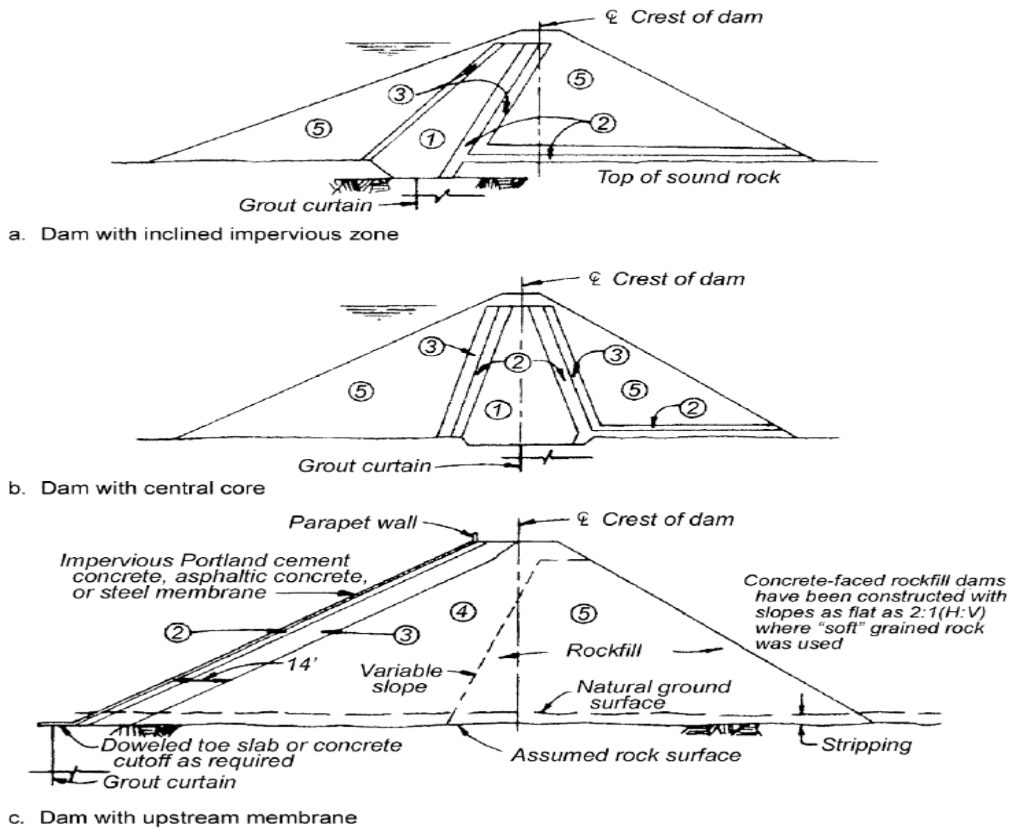
3 – Zone 3, sol perméable (sables et graviers)

4 – Zone 4, sol aléatoire (necessitent des propriétés techniques adéquates, mais la plasticité et la gradation sont des considérations moins critiques)

Figure 1.4 : *Types de sections de barrage en terre (USBR, 2012)*

1.2.4 Barrages en enrochements

Les deux fonctions d'un barrage en enrochement sont l'étanchéité d'une part, et la stabilité d'autre part. L'étanchéité est assurée soit par un noyau d'argile, soit par un masque étanche en béton ou autres matériaux. La stabilité est assurée par les enrochements et est donc fortement dépendante des caractéristiques mécaniques de ce matériaux. Les massifs d'enrochement n'étant pas étanches par eux-mêmes, un organe d'étanchéité doit être mis en place soit en parement amont soit en noyau.



LEGEND :

1 - Remblai imperméable

2 - Zone de filtrage

3 - Roche compactée bien nivelée et sélectionnée, utilisée pour assurer le drainage et le support d'appui de la membrane et/ou de la transition

4 - Roche de plus petite taille provenant d'une carrière et roches de moindre qualité provenant d'excavations de fondations compactées pour réduire le tassement de la membrane et/ou assurer la transition)

5 - Roche de meilleure qualité, plus résistante, compactée pour assurer la stabilité de la section

Figure 1.5 : *Types de sections de barrage en enrochements (USBR, 2012).*

1.3 Vulnérabilité des barrages en terre

La structure des barrages en remblai est beaucoup plus vulnérable par rapport à d'autres types de barrages.

1.3.1 *Vulnérabilité aux phénomènes de liquéfaction*

Dans les régions sismiques, Les barrages en terre sont très vulnérables à la liquéfaction, principalement lorsque ces ouvrages se trouvent sur des formations alluviales récentes en fond de vallée ou dans des estuaires (Loudière et al., 2014).

950 digues ont été endommagés sur les 24 000 de l'île de Awaji, dont deux rompus. La rupture du remblai d'Idenoshiri-Ike, de 5,5 m de hauteur et de 155 m de longueur, s'est produit après 7 secondes de séisme au moment où l'accélération du site atteignant sa valeur maximale 0,45g. Les zones liquéfiées de la fondation aux pieds aval et amont causent une coulée vers l'aval dès qu'elles se rejoignent au centre (Fry, 2004).

Lors du tremblement de terre de Bhuj en Inde en 2001, les fondations de plusieurs petits barrages se sont liquéfiées et leurs pentes en amont sont devenues instables, mais le séisme s'est produit pendant la saison sèche et les réservoirs étaient presque vides, de sorte qu'il n'y a pas eu de véritables brèches (Singh et al., 2005).

Lors du séisme de Chichi à Taiwan (Mw=7,6), la liquéfaction affecte majoritairement les polders (ou prise) qui sont des étendues artificielles de terres gagnée sur l'eau, les dépôts alluviaux des anciens lits de rivière et les dépôts récents le long des berges. Le tassement et le déplacement de nombreuses levées dans ces zones ont atteint 1,5 et 2 m respectivement, sous des accélérations maximales atteignant jusqu'à 0,75 g. (Loudière et al., 2014). Le tableau 1.1 ci-après, citent les cas historiques de déplacements observés dans les barrages en remblai induits par des phénomènes de liquéfaction.

Tableau1.1*:Cas historiques de déplacements observés dans les barrages en remblai induits par des phénomènes de liquéfaction (Extrait de Singh et al., 2007 ; Singh et Debasis, 2009).*

N°	Barrage	Séisme		Dist.Ep (km)	Déplacement Observé(m)		Référence
	Nom, Type*,Hauteur(m)	Date	Mw		D^{H}_{Obs}	D^{V}_{Obs}	
1	Lake Merced,4,12.5	22/03/57	5.3	5	25,900	6,660	Olson (2001)
2	Lower Van Norman,7,24.0	09/02/71	6.6	13	/	0,144	Chaney (1979)
3	Lower San Fernando,6,32.8	09/02/71	6.6	8	17,360	7,950	Seed et al. (1975)
4	Upper San Fernando,6,25.0	09/02/71	6.6	11	1,500	0,900	Seed et al. (1975)
5	Chonan,4,6.1	17/12/87	6.7	40	11,560	3,870	Ishihara et al. (1990)
6	Upper San Fernando,6,25.0	17/01/94	6.7	11	0,200	0,150	Bardet et Davis, (1996)
7	Nalband,4,4.0	12/07/88	6.8	28	2,000	3,000	Yegian et al. (1991)
8	Lower San Fernando,6,32.8	1/17/94	6.9	11	0,150	0,150	Bardet et Davis (1996)
9	Niteko Loer,3,12.0	17/01/95	6.9	4	0,000	2,000	Sitar (1995)
10	Nitekomiddle,3,10.0	17/01/95	6.9	4	22,000	2,700	Sitar (1995)
11	Nitekoupper,3,10.0	17/01/95	6.9	4	22,000	2,700	Sitar (1995)
12	Torish Dike1,1,5.2	17/01/95	6.9	40	3,500	3,000	Ozutsumi et al. (2002)
13	Torishima Dike2, 1,5.5	17/01/95	6.9	40	0,900	0,300	Ozutsumi et al. (2002)
14	Artichoke,,2,4.0	17/10/89	7.1	27	0,300	0,600	Miller et Roycroft (2004)
15	Idenoshiri-Ike,5,5.5	17/01/95	7.1	10	/	4,000	Uchida et al.(2001)
16	Industrial,2,8.0	17/10/89	7.1	18	0,001	0,400	Miller et Roycroft (2004)

17	Solfatara,1,5.0	18/05/40	7.1	19	11,000	2,000	Olson (2001)
18	South Levee,2,8.0	17/10/89	7.1	18	0,001	0,500	Miller et Roycroft (2004)
19	Sugatadani-Ike,/,12.0	17/01/95	7.1	24	/	2,000	Uchida et al.(2001)
20	Wastewaterplant,2,4.5	17/10/89	7.1	23	0,001	0,020	Miller et Roycroft (2004)
21	Yumig,4,7.5	06/10/00	7.3	20	1.500	1,000	Matsuo (2000)
22	Hebgen,7,27.5	17/08/59	7.5	100	5,760	1,920	Seed et al. (1978)
23	Chang,7,15.5	26/01/01	7.6	13	6,070	2,640	Singh et al. (2005)
24	Fatehgadh,7,11.6	26/01/01	7.6	80	2,230	1,030	Singh et al. (2005)
25	Kaswati,7,12.	26/01/01	7.6	110	2,400	1,210	Singhetal. (2005)
26	Rudramata,7,27.6	26/01/01	7.6	80	4.33	0,830	Singh et al. (2005)
27	Sasoi,7,20.0	26/01/01	7.6	120	0.09	0,025	Krinitzsky et Hynes
28	Shivlakha,7,18.0	26/01/01	7.6	28	3,180	1,620	Singh et al. (2005)
29	Surajbari,4,8.0	26/01/01	7.6	40	1,000	0,300	EERI (2001)
30	Suvi,7,15.0	26/01/01	7.6	37	4,000	1,100	Singh et al. (2005)
31	Tapar,7,15.5	26/01/01	7.6	43	0,500	0,800	Singh et al. (2005)
32	Hachiro Gata,4,4.0	26/05/83	7.7	95	12,230	2,540	Olson (2001)
33	Kushiro Dike,1,6.4	15/01/93	7.8	19	3,000	2,000	Sasaki et al. (1995)
34	La Marquesa,7,10.0	03/03/85	7.8	45	7,900	2,050	DeAlba et al. (1988)
35	La Palma,7,10.0	03/03/85	7.8	80	1,830	0,610	DeAlba et al. (1988)
36	NiwaIkumine,7,15.0	12/07/93	7.8	71	0,000	1,750	Tani (2000)
37	Route272,4,7.5	15/01/93	7.8	20	26.60	5,250	Miura et al. (1995)
38	Shibecha Cho,4,9.5	15/01/93	7.8	40	30.7	9,260	Miura et al. (1995)
39	Shiribeshi Toshibetsu Dike1,1,	12/07/93	7.8	100	5,400	2,700	Ozutsumi et al. (2002)
40	Shiribeshi Toshibetsu Dike2,1,	12/07/93	7.8	100	2,400	1,260	Ozutsumi et al. (2002)
41	Shiribeshi Toshibetsu Dike3,1,	12/07/93	7.8	100	1,200	0,630	Ozutsumi et al. (2002)
42	Kodanuma,4,2.5	16/05/68	7.9	–	12,360	1,290	Mishima et Kimura (1970)
43	Metoki,4,5.0	05/16/68	7.9	180	32,000	5,000	Ishihara et al. (1990)
44	Tokachi Dike,1,6.0	27/09/03	8.1	125	3,650	2,000	Singh et Debasis (2009)
**Type de barrage:1-Digue zoné, 2-Digue multi zone, 3-Barrage en terre zoné,4- Remblai zoné,5- Remblai Hydraulique zoné,6- Remblai hydraulique multi zone,7- Barrage multi zone compacté.*							

1.3.2 *Vulnérabilité aux phénomènes de tassement*

les dégâts occasionnés aux barrages en remblai sont, la plupart du temps, limités à des fissurations et surtout à des tassements de la crête, d'autant plus importants que les barrages avaient été mal compactés à la construction (Loudière et al., 2014).

Dans ce qui suit, on cite quelques barrages qui ont été soumis à des sollicitations sismiques importantes et les conséquences ont été limitées, principalement, à des tassements maximum en crête. Un aperçu des cas ayant donné lieu à un tassement différentiel important, sous des sollicitations sismiques importantes.

Le barrage en enrochement à noyau central en argile de Bikou, de 102 m de hauteur, est situé à 260 km de l'épicentre du séisme de Wenchuan. Il a subi une réplique d'une magnitude de 6,4 qui a occasionné un tassement de la crête de 242 mm et des fissures au sommet de talus. La tour de prise d'eau a été très endommagée.

Le barrage en remblai à noyau central de Convento Viejo de hauteur égale à 38 m, situé à 90 km de la zone de rupture d'après le séisme de Maule au Chili (2010, M=8,8), des accélérations horizontales de 0,38 g et verticales de 0,27 g ont été enregistrées au pied du barrage, et près de 0,5 g en crête. Les conséquences ont été limitées à des tassements maximum en crête de 279 mm (Loudière et al., 2014). Le tableau 1.2 ci-après, cite les cas historiques des tassements de la crête observés dans les barrages en remblai engendrés par des tremblements de terre.

Tableau1.2*:Cas historiques des tassements de la crête observés dans les barrages en remblai induits par des tremblements de terre (Extrait de Singh et al., 2007 ; Singh et Debasis, 2009).*

N°	Barrage	Séisme		Dist.Ep (km)	Tassement (m)	Référence
	Nom,Type*,Hauteur(m)	Date	Mw			
1	Miho,8,95.0	14/04/81	4.5	13	0.0010	Iwashitaetal. (1995)
2	SantaFlacia,6,72.0	08/04/76	4.6	14	0.0100	Abdel-Ghaffar et Scott (1979)
3	Oya,8,40.5	02/02/93	4.8	9	0.0010	Iwashita et al. (1995)
4	LaVillita,8,60.0	11/10/75	4.9	52	0.0240	Elgamal et al.(1990)
5	Oya,8,40.5	08/02/93	4.9	37	0.0010	Iwashita et al. (1995)
6	Oya,8,40.5	07/06/94	4.9	40	0.0010	Iwashita et al. (1995)
7	Oya,8,40.5	08/12/93	5.0	42	0.0010	Iwashita et al. (1995)
8	Oya,8,40.5	19/02/93	5.0	28	0.0010	Iwashita et al. (1995)
9	Miho,8,95.0	05/08/90	5.1	24	0.0010	Iwashita et al. (1995)
10	Cogswell,9,8.50	28/06/91	5.6	4	0.0160	Boulanger et al. (1995)
11	Miho,8,95.0	02/02/92	5.7	73	0.0010	Iwashita et al. (1995)
12	ElInfiernillo D/S,8,146.0	11/10/75	5.9	79	0.0400	Swaisgood (2003)
13	Guldurek,7,68.0	06/06/00	5.9	19	0.0200	Ozutsumi et al., (2002)
14	LaVillita,8,60.0	15/11/75	5.9	10	0.0240	Elgamal et al. (1990)
15	Cogswell,9,85.0	01/10/87	6.0	29	0.0010	Boulanger et al. (1995)
16	Mahgoan,3,16.9	22/05/97	6.0	38	0.0200	EERI (1997)
17	Matiyari,3,29.0	22/05/97	6.0	95	0.0100	EERI (1997)
18	Miho,8,95.0	08/08/83	6.0	12	0.0010	Iwashita et al. (1995)
19	Oroville,7, 235.0	01/08/75	6.0	7	0.0070	Bureau et al. (1985)
20	LongValley,7,38.4	27/05/80	6.1	16	0.0010	Laiet Seed (1980)
21	Anderson,8,71.6	24/04/84	6.2	16	0.0140	Bureau et al. (1985)
22	EJChesbro,7,29.0	24/04/84	6.2	22	0.0200	Swaisgood (2003)
23	ElKhattabi,10,27.5	24/02/04	6.4	21	0.0100	EERI (2004)
24	Kalpong,9,27.0	14/09/02	6.5	21	0.0010	Rai et Murty (2003)
25	Matahina,8,86.0	02/03/87	6.5	11	0.0990	Pender et Robertson (1987)
26	Oya,8,40.5	07/02/93	6.5	31	0.0010	Iwashita et al. (1995)
27	Miho,8,95.0	29/01/80	6.6	57	0.0010	Iwashita et al. (1995)
28	Miho,8,95.0	17/12/87	6.6	131	0.0010	Iwashita et al. (1995)

29	SantaFlacia,6,72.0	02/09/71	6.6	10	0.0200	Abdel-Ghaffarand Scott (1979)
30	Surgu,8,55.0	05/05/86	6.6	10	0.1500	Ozkan et al. (1996)
31	NorthDike,/,36.0	17/10/94	6.7	9	0.0300	Swaisgood (2003)
32	SantaFlacia,6,65.0	17/01/94	6.7	33	0.0200	Swaisgood (2003)
33	Asagawararegulatory,7,56.4	23/10/04	6.8	24	0.7000	Yasuda et al. (2005)
34	Chofukuji,7,27.2	23/10/04	6.8	21	0.0700	Yasuda et al.(2005)
35	Kashi, 7,16.0	12/09/85	6.8	16	1.5000	Chonggang (1988)
36	Kawanishi,7,43.0	23/10/04	6.8	17	0.3000	Yasudaetal (2005)
37	Shin-Yamam.,8,44.5	23/10/04	6.8	6	0.0200	Yasudaetal. (2005)
38	Tsuboyama,7,20.5	23/10/04	6.8	19	0.0700	Yasudaetal. (2005)
39	Yamamregulatory,7,27.2	23/10/04	6.8	7	0.5000	Yasudaetal. (2005)
40	Brea,7, 27.4	17/10/94	6.9	67	0.0010	Abdel-Ghaffarand Scott (1979)
41	LAdam, 7, 47.3	17/01/74	6.9	7	0.0880	Seedetal. (1978)
42	Anderson,8,73.2	17/10/89	7.0	16	0.0410	Harder (1991)
43	Takami,8, 120.0	26/09/03	8.0	140	0.0010	Nagayama et al. (2004)
44	ElInfiernillo D/S,8,146.0	19/09/85	8.1	76	0.1100	Swaisgood (2003)
45	ElInfiernillo D/S,8,148.0	19/09/89	8.1	113	0.0490	Swaisgood (2003)
46	La Villita,8,60.0	19/09/85	8.1	58	0.3360	Elgamal et al. (1990)
47	Gongen,8,32.6	17/01/95	8.2	28	0.0010	Matsumoto et al. (1996)
48	Murayama,7,39.0	01/09/23	8.2	96	1.2000	Seedetal. (1978)
49	Muraya-kami,7,24.0	01/09/23	8.2	75	0.1800	Stroitel (1969)
50	Muraya-shino,7,30.0	01/09/23	8.2	85	0.0010	Stroitel (1969)
** Type de barrage: 1- Digue zoné, 2-Digue multi zone, 3- Barrage en terre zoné, 4 - Remblai zoné, 5- Remblai hydraulique zoné,6-Remblai hydraulique multi zone,7-Barragemultizonecompacté,8-Barrageenenrochement multizone,9-Barrageen enrochement à masque amont en béton,10-Barrage en enrochement à masque amont en Béton décomposé en graniteou gravier.*						

1.3.3 *Vulnérabilité aux mécanismes de glissement*

Lorsqu'une digue ou un barrage ne peut plus assurer sa fonction principale qui est de générer une différence de niveau d'eau entre deux zones inondables, on parle alors de ruine de l'ouvrage. Les trois mécanismes principaux pouvant provoquer la rupture d'une digue sont l'érosion externe, l'érosion interne et le glissement des pentes.

La rupture par glissement ou cisaillement intervient lorsque la résistance au cisaillement pouvant être mobilisée par frottement et cohésion entre les grains le long d'une surface de rupture ne parvient pas à contrebalancer les contraintes développées, notamment sous l'effet d'efforts gravitaires. La ruine d'un ouvrage peut survenir pour des conditions normales d'exploitation, mais peut aussi être la conséquence d'un chargement accidentel.

Sous l'effet d'un séisme, les efforts dynamiques, notamment les efforts horizontaux, générés peuvent conduire au développement de contraintes dépassant temporairement la résistance du sol et provoquer ainsi une rupture par cisaillement. Selon Harder et al. (2011) et Pradel et al. (2013), ce phénomène de glissement entrainant un affaissement de la crête puis une rupture par surverse est probablement à l'origine de la rupture, lors du séisme de Tohoku en 2011, du barrage Fujinuma de 18.5 m de hauteur. La figure 1.6 montre une photo de l'ouvrage rompu.

La rupture lors d'un séisme peut aussi être liée à un autre effet qui est la perte de résistance provoquée par la génération de pression interstitielle conduisant à la liquéfaction du sol. Ce phénomène peut se produire à la base de l'ouvrage ou dans le corps du barrage, typiquement au sein de lentilles sableuses, mal compactées et saturées en eau. La montée des sous-pressions interstitielles s'accompagne d'une chute de la contrainte effective et ainsi de la résistance au cisaillement du sol. Il a été à l'origine notamment de la rupture du barrage de Sheffield en 1925 (Seed et al., 1969) et d'un glissement conséquent où on a enregistré un déplacement de l'ordre de 40 m du parement amont du barrage de Van Norman lors du séisme de San Fernando en 1971 (Seed et al., 1975) (voir figure 6.2). Sultan et Bolton Seed (1967) ont montré d’après des essais importants que la rupture des remblais avec noyaux inclinés se produise comme un résultat d’un mouvement de deux blocs du sol qui sont séparés par une zone mince où un cisaillement important prend place.

La prise en compte de l’effet des variations des pressions interstitielles dans l’analyse de la stabilité des structures n’est pas évident. En fait c’est un problème assez compliqué, ceci vient du fait que ces accroissements sont encore mal connus. A ce sujet, nous proposons d’établir notre contribution qui s’articule sur l’évaluation des surpressions interstitielles générées par un séisme en adoptant le mécanisme de glissement par blocs du parement amont d’un barrage à noyau incliné.

Figure 1.6 *: a) Rupture du barrage du Fujinuma lors du séisme de Tohoku (2011).*

b) Glissement du parement amont du barrage de Van Norman lors du séisme de San Fernando (1971).

***Figure 1.7**: rupture du barrage de Sheffield (1925) et le barrage d'Aratozawa (2008) par glissement*

1.4 Conclusion

Le retour d'expérience mondial montre que les barrages sont des structures qui résistent bien aux sollicitations sismiques. Les digues en remblai s'avèrent toutefois le type de digue le plus sensible, en particulier lorsque le séisme peut générer des pressions interstitielles.

Face aux vulnérabilités des barrages en terre vis-à-vis les phénomènes provocant leurs ruptures et aux dégâts enregistrés lors des tremblements de terre, il est nécessaire de développer des outils simples permettant d'évaluer le comportement de ces ouvrages. Le linéaire de barrages en terre dont la stabilité doit être justifiée étant très grand, les approches simplifiées sont essentielles pour pouvoir rapidement discriminer les parties les plus stables et repérer les plus critiques nécessitant des études plus poussées et éventuellement des travaux de confortement. Les méthodes et outils simples sont ainsi intéressants pour mettre en place une évaluation graduée de la stabilité des barrages en terre.

En conclusion, le retour d'expérience mondial permet de penser à développer une nouvelle méthode simplifiée, fiable et validée permettant d'analyser la stabilité statique et sismique au glissement par blocs d'un barrage en terre à noyau incliné en tenant compte des effets des surpressions interstitielles générées par un séisme.

CHAPITRE 2 : MÉTHODES D’ANALYSE DE LA STABILITÉ ET TECHNIQUES DE STABILISATION DES PENTES

2.1 Introduction

La stabilité des barrages en remblai réside dans la stabilité aux glissements des talus pour toute sollicitation pouvant survenir. Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les pentes et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ces risques naturels sont encore souvent l’objet d’approches de nature très empirique et restent parfois inexpliqués.

Le problème de la stabilité des pentes est une problématique classique en mécanique des sols. Elle a fait l’objet de nombreuses recherches. Les méthodes les plus couramment utilisées par les géotechniciens, établies par le retour d’expérience, sont basées sur la notion de surfaces de rupture le long desquelles nous supposons que les propriétés de résistance maximales au cisaillement du sol sont mobilisées (atteintes): il s’agit des approches basées sur l’équilibre limite ou sur l’analyse limite.

Il est important de noter que nous allons exposer ici les différentes méthodes d’analyse de la stabilité des pentes sans s’étaler sur les détails de calcul et ceci dans un souci de ne pas alourdir le contenu de la bibliographie.

- ***Les méthodes à l’équilibre limite***

Les méthodes à l’équilibre limite sont basées sur l’hypothèse que la masse du sol en rupture peut être divisée en tranches ou en polygones. Elles diffèrent sur la forme de la surface de rupture et des hypothèses concernant les interactions entre les différentes tranches.

En utilisant une analyse en mécanique statique, ces approches permettent de déterminer l'état d'un système supposé comme stable à un moment donné, afin de déterminer si les forces internes combinées aux efforts externes peuvent entraîner une instabilité. L’état actuel du système est évalué par une mesure de son écart à une situation d’un équilibre surabondant entre les forces appliquées et les réactions du matériau le long de la surface de glissement. Selon ces méthodes, cet écart est appelé marge de sécurité, facteur de sécurité ou probabilité de rupture.

Le processus général suivi dans toutes ces méthodes peut être résumé comme suit :

1. Le problème est supposé bidimensionnel ; hypothèse simplificatrice dans le sens de sécurité;

2. L'existence d'au moins une ligne de glissement;

3. Le facteur de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement sur la contrainte de cisaillement le long de la surface de glissement;

4. Le comportement du sol est considéré par hypothèse comme "rigide plastique" avec le critère de rupture de Mohr Coulomb "$\tau = C + \sigma \, \mathrm{tg}\varphi$";

5. La surface de glissement critique est déterminée en considérant un facteur de sécurité minimum.

- ***Les méthodes numériques***

Depuis des années, stimulées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs avec une baisse au niveau de leur coût d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu une évolution significative Dans les bureaux d'études et les centres de recherche en géotechnique. Actuellement, ces méthodes sont largement utilisées et la conception de grands projets nécessite inévitablement des analyses de ce type pour évaluer la stabilité des structures en interaction avec leur environnement, d'aider au dimensionnement des ouvrages et de contrôler l'admissibilité des valeurs des contraintes et des déplacements. Parmi ces méthodes, on cite "la méthode des éléments finis" qui est la plus couramment utilisée.

,

2.2 Méthodes basées sur la forme de glissement

2.2.1 Méthode de Cullman 1875

Cette méthode est très simple, elle suppose que la surface de rupture est plane. Dans certains cas, cette hypothèse est raisonnable, mais dans autres, elle est douteuse. Dans cette méthode, le poids peut être déterminé géométriquement, et en fermant le polygone des forces, on aura respectivement le facteur de sécurité vis-à-vis de la cohésion seule et du frottement seul.

$$F_C = \frac{C}{C_c} \qquad (1)$$

$$F_\varphi = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_c} \qquad (2)$$

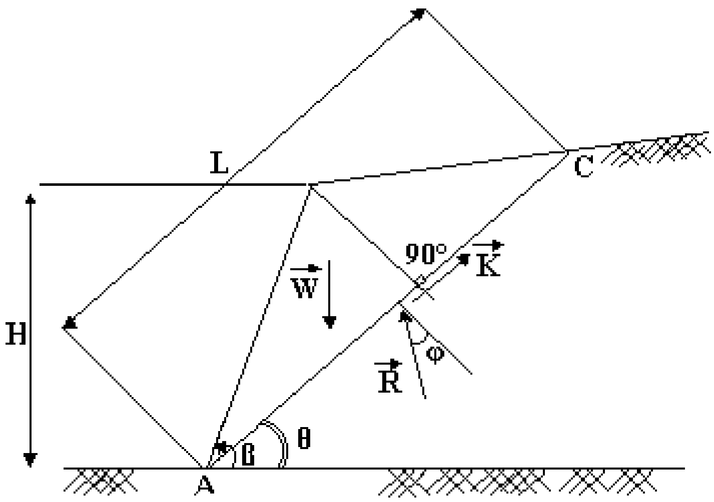


***Figure 2.1** : Méthode de Cullman (*Gourc, 1980*).*

La méthode de Cullman est jugée intéressante particulièrement dans le cas où le sol présente des hétérogénéités. Par contre dans un milieu homogène et isotrope, les résultats obtenus ne sont acceptables que pour des talus presque verticaux. D'un autre coté la méthode surestime le facteur de sécurité.

2.2.2 Méthode de la spirale logarithmique 1976

La méthode de la "spirale logarithmique" est une extension de la méthode bien connue de Taylor. Elle est utilisée pour déterminer le facteur de sécurité des inclinaisons simples. Son hypothèse est :

$$\rho = \rho_o \times e^{\alpha \ tg\varphi_C} \qquad (3)$$

Le rayon "**ρ**", le rayon initial "$\boldsymbol{\rho_o}$" et l'angle "**α**" sont définis sur la figure 2.2.

La différence entre cette méthode et celle de Taylor réside dans le fait que l'angle de frottement au niveau de la spirale logarithmique n'est pas constant, mais varie en fonction du facteur de sécurité. Elle donne ce dernier en respectant la cohésion et l'angle de frottement. En outre l'incapacité de la méthode de Taylor d'obtenir un facteur de sécurité, lorsque l'angle des pentes est plus petit que l'angle de frottement interne, du sol est résolue. Cette méthode donne des résultats comparables à la méthode du cercle et l'arc spiral critique est très proche de l'arc du cercle critique. Le facteur de sécurité déterminé par ces deux méthodes dépend de l'étendue large de la distribution supposée des forces normales le long de la surface de glissement.

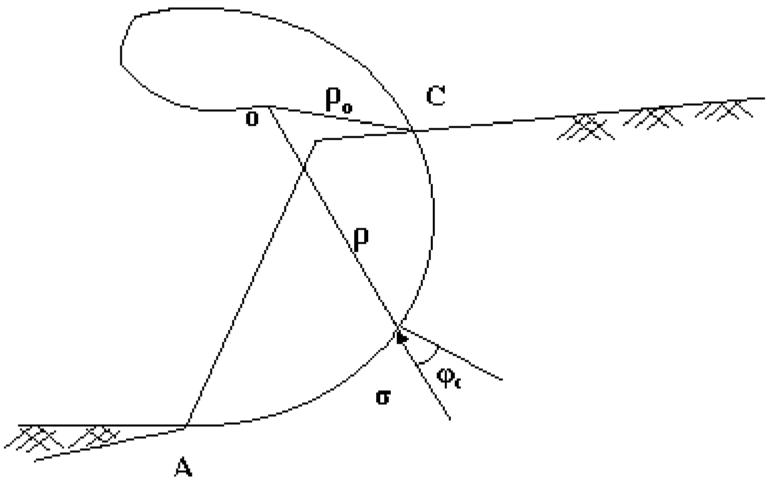


Figure 2.2 : *Hypothèse de la spirale logarithmique (*Gourc, 1980*)*.

2.3 Méthodes globales

2.3.1 Méthode de Taylor 1948

Taylor (1937), a développé une méthode graphique permettant le calcul de ruptures circulaires dans un talus homogène cohérent et frottant, appelée méthode du cercle de frottement. Comme le montre la figure 2.4, la ligne de glissement dans la méthode de Taylor est un cercle de rayon "ρ" et d'un centre de rotation "O". A l'aide de ce centre et du rayon "$\rho \sin\varphi_c$" un cercle intérieur peut être dessiné. Les lignes tangentes à ce cercle intérieur et traversant la ligne de glissement sont inclinées de "φ_c" avec le rayon "ρ". Par conséquent les contraintes inclinées de "φ_c" avec la normale à la ligne de glissement sont tangentes au cercle intérieur qui est appelé cercle de frottement. La résolution de cette méthode peut se faire analytiquement ou graphiquement.

La résultante $\vec{R}$ est tangente à un cercle ayant le même centre et de rayon :

$$\rho_R = K^* \times \rho \times \sin\varphi_c \quad (4)$$

$$M_o^t(\vec{R}) = \rho \times R = \int_A^C \sigma \times \rho \times \sin\varphi_c \times ds = R \times K^* \times \rho \times \sin\varphi_c \quad (5)$$

$$\Rightarrow \quad K^* \times R = \int_A^C \sigma \times ds \quad (6)$$

$$\vec{R} = \int_A^C \vec{\sigma} \times ds \qquad (7)$$

Où :

$\int_A^C \vec{\sigma} \times ds$ est la longueur du funiculaire des forces "σ × ds" ⩾ R ⇒ $K^* \geqslant$ l ;

et

K^* est un coefficient de répartition des contraintes le long de la ligne de Glissement ;

et

"1" est sa valeur minimale obtenue par un effort concentré. Sa variation en fonction de l'angle central est montrée par la figure 2.3.

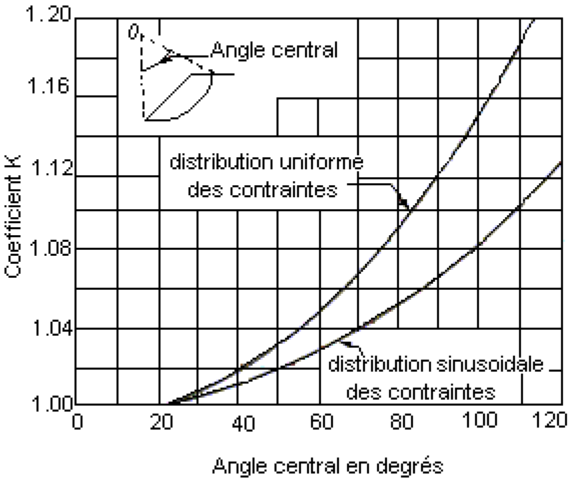


***Figure 2.3** : Variation du coefficient "k*" (*Gourc, 1980*).*

Lorsque "ρ_R" est estimé, on a un problème statiquement déterminé avec trois (03) équations d'équilibre où les inconnues sont "R_H", "R_V" et "F" qui est déterminé par itération.

La position de "$\vec{K}$" peut être déterminée par :

$$\left|\vec{K}\right| = \left| \int_A^C C_c \ \vec{K} \ ds \right| = C_c \ L_c \qquad (8)$$

$$M_o^t(\vec{K}) = (C_c \ L_c) \ \rho_k = \int_A^C C_c \ ds \ \rho = C_c \ \rho \ L_a \qquad (9)$$

Tels que "**L_c**" et "**L_a**" sont respectivement la longueur de la corde et l'arc "AC".

D'où :

$$\rho_k = \rho \; \frac{L_a}{L_c} \qquad (10)$$

Donc on peut conclure que "$\vec{K}$" est indépendant de la valeur "C_c" et le rapport $\frac{L_a}{L_c} > 1$ indique que "$\vec{K}$" est toujours situé à l'extérieur de la ligne de glissement.

Par comparaison aux méthodes précédentes, le résultat du facteur de sécurité est plus réaliste car la répartition des contraintes n'est pas totalement imposée et dépend du choix de K^*.

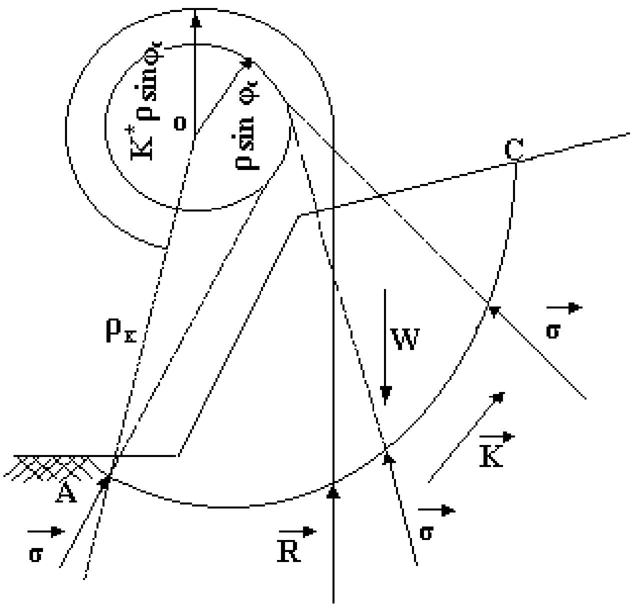


Figure 2.4 *: Méthode de Taylor (*Didier H., 1983).

2 3.2 Méthode de Caquot et Biarez (1954-1960)

Les méthodes globales (Caquot, 1954, Biarez, 1960) permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses utilisées sont les suivantes :

- la masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture ;

- une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture ;

- la résolution se fait avec les trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement.

2.4 Méthodes des tranches

2. 4.1 Méthode de Fellenius 1927

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en *n* tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement. La stabilité est étudiée en considérant le problème en 2D, avec un glissement circulaire et les efforts intertranches négligeables.

$$\frac{dH}{dX} = \frac{dV}{dX} = o \qquad (11)$$

En faisant cette hypothèse et par l'équilibre d'une tranche verticale du sol, il sera facile d'obtenir les expressions suivantes des contraintes à la base :

$$\sigma_n = \gamma \; h \; \cos\alpha^2 \qquad (12)$$

$$\tau = \cos\alpha \; \gamma \; h \; \sin\alpha \qquad (13)$$

Le cisaillement maximal est donné par la loi de Coulomb :

$$\tau_{\max} = C + \sigma_n \times \tan\varphi \qquad (14)$$

Le facteur de sécurité d'une tranche donnée est :

$$Fs = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{C + \gamma \; h \; \cos\alpha^2 \; \tan\varphi}{\gamma \; h \; \cos\alpha \; \sin\alpha} \qquad (15)$$

En cas d'un talus non surchargé, la contrainte normale due au poids de la tranche est :

$$\sigma_n = \frac{w \; \cos\alpha}{ds} \qquad (16)$$

Tel que $\mathbf{ds} = \frac{\mathbf{dx}}{\mathbf{\cos\alpha}}$ est la longueur de la base de la tranche.

Le facteur de sécurité devient alors :

$$Fs = \frac{\frac{C \; dx}{\cos\alpha} + W\cos\alpha \; tg\varphi}{W \; \sin\alpha} \qquad (17)$$

Le facteur de sécurité global peut être définit par le rapport entre le moment résistant au glissement et le moment moteur de glissement par rapport au centre "O" dû au poids du sol en mouvement et des surcharges.

$$F_S = \frac{\sum \text{Moment resistant}}{\sum \text{Moment moteur}} = \frac{\sum_i R\ (C_i\ dS_i + \sigma_n\ dS_i\ tg\varphi_i)}{\sum_i R\ W_i\ \sin\alpha_i} \qquad (18)$$

Avec :

"**R**" : Le bras de levier qui est le rayon du cercle de rupture ;

"**ds$_i$**" : La longueur d'application de la tranche "i".

Dans le cas particulier d'un talus non surchargé, le facteur de sécurité devient :

$$Fs = \sum \frac{\left(C_i \times \frac{b_i}{\cos\alpha_i} + W_i \times \cos\alpha_i \times tg\varphi_i \right)}{\sum W_i \times \sin\alpha_i} \qquad (19)$$

"**b$_i$**" : Correspond à la longueur de la tanche "i".

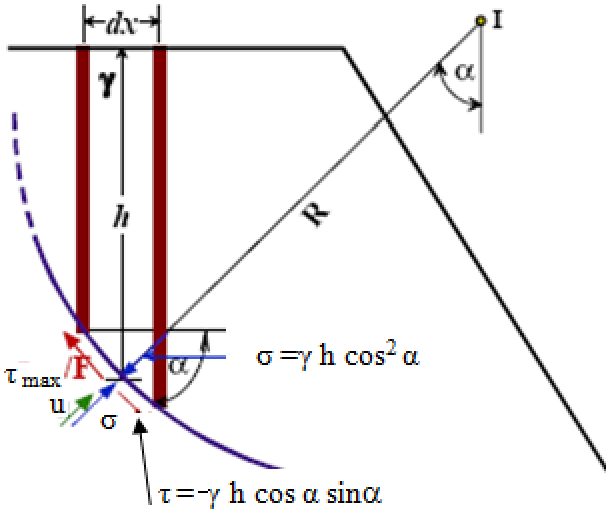


***Figure 2.5** : Equilibre d'une tranche* Fellenius *(*Gourc, 1980*).*

2. 4.2 Méthode de Bishop 1955

Bishop suppose que la surface de rupture dans une pente est circulaire ou partiellement circulaire. En écrivant l'équilibre vertical d'une tranche "i" d'un glissement circulaire, on aura l'expression suivante du facteur de sécurité :

$$F = \frac{1}{\sum_i W_i \times \sin\alpha_i} \left[\frac{1}{\sum_i \cos\alpha_i} \left[C_i \times b_i + tg\alpha_i \left(\frac{W_i + (V_i - V_{i-1}) - \frac{C_i}{F} \times b_i \times tg\alpha_i}{1 + tg\alpha_i \times \frac{tg\varphi_i}{F}} \right) \right] \right] \tag{20}$$

On remarque que "F" intervient des deux cotés, donc sa formulation est relativement compliquée, raison pour laquelle Bishop a présenté une méthode simplifiée se basant sur l'hypothèse que la résultante des forces inter tranches est nulle.

La méthode de Bishop prend en compte la résistance au cisaillement du sol, le poids du sol et la pression de l'eau interstitielle dans le sol. L'analyse peut être effectuée en utilisant soit la méthode des contraintes totales, soit la méthode des contraintes effectives, selon les conditions de la pente et les propriétés du sol. La méthode est largement utilisée dans la pratique en raison de sa simplicité et de sa facilité d'utilisation, bien qu'elle présente certaines limites et hypothèses qui doivent être prises en compte lors de son application à des problèmes de stabilité de pente réels. Mais il reste que son grand usage lui offre un statut d'une méthode de référence.

2. 4.3 Méthode de Morgenstern et Price 1965

La méthode de Morgenstern et Price peut être utilisée pour analyser des pentes de toute forme, y compris des pentes avec des géométries complexes et des profils de sol. Démarrant par l'idée que la surface de glissement est générale, ces auteurs ont rajouté une nouvelle hypothèse reliant les forces inter tranches par la relation :

$$\frac{V_i}{H_i} = tg\theta_i = \lambda \times f(x_i) \tag{21}$$

Avec :

"$\boldsymbol{f(x)}$" : une fonction préalablement choisie qui détermine la variation parente entre "V_i" et "H_i"

"λ" : un scalaire inconnu à déterminer et qui représente la portion de la fonction utilisée.

Elle est largement utilisée dans la pratique et a été intégré à de nombreux progiciels d'analyse de la stabilité des pentes. Cependant, la méthode présente certaines limites, notamment le fait qu'elle suppose que les propriétés du sol et la pression de l'eau interstitielle sont constantes sur toute la pente, ce qui n'est pas toujours le cas en pratique.

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts intertranches.

2. 4.4 Méthode de Spencer 1967

La méthode utilise le concept de coins pour évaluer les forces agissant sur une pente et déterminer sa stabilité. Au niveau de cette méthode, la pente est divisée en une série de coins de rupture potentiels, dont chacun est évalué pour la stabilité. La méthode prend en compte à la fois le poids du coin et les forces agissant sur celui-ci, telles que le poids du sol au-dessus du coin, la pression interstitielle dans le sol et toutes les forces externes agissant sur la pente. La stabilité de chaque coin est déterminée à l'aide d'une série d'équations qui tiennent compte des forces agissant sur le coin, ainsi que de la résistance au cisaillement du sol.

La méthode de Spencer est particulièrement utile pour analyser des pentes complexes, où il peut y avoir plusieurs surfaces de rupture. Elle peut également être utilisée pour évaluer la stabilité des pentes avec une géométrie irrégulière ou des propriétés de sol variables. L’analyse est faite d’après la contrainte effective et amène à deux équations d’équilibre où la première se rapportant aux forces et la deuxième aux moments. Avec l’hypothèse d’un glissement circulaire, l’auteur a considéré que les efforts intertranches sont parallèles entre eux, ce qui donne la formule :

$$\frac{V_i}{H_i} = tg\theta_i = \lambda \qquad (22)$$

"λ" : est un paramètre à déterminer. L’angle "θ_i" doit être compris entre l’angle du talus et l’angle "α_i" que fait la base de la tanche "i" avec l’horizontale.

Cependant, cette méthode présente certaines limites, telles que l'hypothèse d'une surface de rupture bidimensionnelle et l'hypothèse que les propriétés du sol sont constantes le long de la surface de rupture.

2. 4.5 Méthode de Bell 1968

L’auteur a proposé de prendre une fonction de répartition de la contrainte normale le long de la courbe de rupture en admettant qu’elle est arbitraire. Les formules relatives à cette méthode sont :

$$\frac{N_i}{L_i} = \lambda_1 \times \frac{w_i \times \cos\alpha_i}{L_i} + \lambda_2 \times \sin 2\pi \left(\frac{x_o - x_i}{x_o - x_n} \right) \qquad (23)$$

$$\text{Lorsque : } \begin{cases} x_i = x_0 \Rightarrow \dfrac{x_0 - x_i}{x_0 - x_n} = 0 \Rightarrow \dfrac{N_i}{L_i} = \lambda_1 \times \dfrac{W_i \times \cos\alpha_i}{L_i} \\ x_i = x_n \Rightarrow \dfrac{x_0 - x_i}{x_0 - x_n} = 1 \Rightarrow \dfrac{N_i}{L_i} = \lambda_1 \times \dfrac{W_i \times \cos\alpha_i}{L_i} \end{cases}$$

On remarque que le terme " $\frac{W_i \times \cos\alpha_i}{L_i}$ " représente la contrainte normale donnée par la méthode suédoise de Fellenius. L'écart du paramètre de "λ_1" par rapport à "1" et de "λ_2" par rapport à "0" indique l'erreur associée à cette méthode.

2 .4.6 Méthode des perturbations 1972

La méthode des perturbations est une méthode globale. C'est une méthode de vérification de la stabilité des talus en rupture circulaire ou non circulaire. C'est la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations d'équilibre horizontal, vertical et celui des moments. Elle sert à optimiser la vérification de la stabilité des pentes. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture. Le massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes le long de la surface de rupture. Son principe est que la contrainte réelle à la base d'une tranche est obtenue par perturbation d'une contrainte approchée connue. Ces contraintes supposées dépendre de la géométrie et de la surface de rupture.

$$\sigma = \sigma_a (x) (\lambda + \mu \times V) \qquad (24)$$

"$\boldsymbol{\sigma_a}$" est une valeur initiale approchée de la contrainte normale réelle choisie en général égale à celle de Fellenius "$\boldsymbol{\gamma.h.\cos\alpha^2}$". "**V**" est un paramètre géométrique de perturbation connu et pris couramment égal à "$\mathbf{tg\alpha}$". "$\boldsymbol{\lambda}$" et "$\boldsymbol{\mu}$" deux constantes inconnues à déterminer par les trois équations d'équilibre suivantes :

- L'équilibre horizontal : $\sum F(x) = 0 \Rightarrow \int (\sigma \times tg\alpha - \tau) dx = 0$ (25)
- L'équilibre vertical : $\sum F(y) = 0 \Rightarrow \int (\sigma + \tau \times tg\alpha) dx - \gamma \times \int h \times dx = 0$ (26)
- L'équilibre des moments: $\int \sigma \times (x - y \times tg\alpha) dx + \int \tau (x \times tg\alpha + y) dx - \gamma \times \int h \times dx = 0$ (27)

Le facteur de sécurité s'écrit :

$$\tau = \frac{\tau_{max}}{F_s} = \frac{C}{F_s} + \frac{\tau \times tg\varphi}{F_s} \tag{28}$$

Ce système d'équations non linéaire, où la résolution se fait par itération, peut nous aider à déterminer les paramètres inconnus "λ", "μ" et le facteur de sécurité.

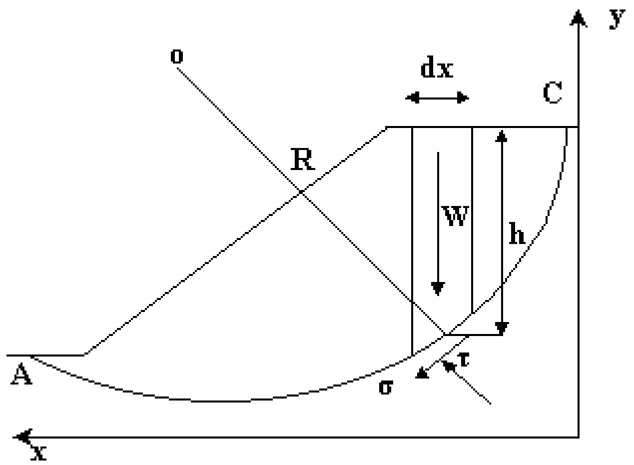


Figure 2.6 *: Equilibre d'un talus par la méthode des perturbations (Bouafia, 2004).*

2. 4.7 Méthode de Jambu 1954 - 1973

La méthode de Jambu divise la pente en un certain nombre de tranches verticales et les forces agissant sur chaque tranche sont analysées en utilisant les principes de la statique. La méthode prend en compte la variation des propriétés du sol avec la profondeur et l'effet de la pression interstitielle sur la stabilité de la pente. L'analyse implique le calcul du facteur de sécurité, qui est le rapport des forces résistantes aux forces motrices. Un facteur de sécurité supérieur à 1 indique une pente stable, tandis qu'un facteur de sécurité inférieur à 1 indique une pente instable.

La méthode de Jambu est largement utilisée car elle est relativement simple et peut être appliquée à un large éventail de géométries de pente et de conditions de sol. Cependant, elle présente certaines limites, telles que l'hypothèse de surfaces de rupture circulaires et la négligence des effets de l'adoucissement et de l'écrouissage sur la résistance au cisaillement du sol.

2. 4.8 Méthode de Sarma 1973

La proposition de Sarma est basée sur la détermination de l'accélération critique horizontale exigée pour mettre la masse glissante en rupture. Cette accélération est utilisée comme une marge de sécurité pour assurer la stabilité. En utilisant le concept d'équilibre limite et la méthode des tranches, l'auteur a établi une relation entre les contraintes normales et tangentielles intertranches en fonction de la poussée latérale des terres.

Dans le but de rendre l'étude plus générale, Sarma (1979) a changé sa méthode pour inclure les tranches verticales et il a calculé l'accélération minimale critique en modifiant l'inclinaison de ces tranches. Afin d'obtenir un facteur de sécurité statique, il est nécessaire de diminuer les paramètres de résistance du sol le long de la surface de glissement jusqu'à ce que l'accélération horizontale soit nulle. Le facteur de sécurité est celui qui correspond à la valeur de l'accélération critique nulle.

Pour analyser l'effet de la pression interstitielle générée par un séisme sur la stabilité des massifs du sol, Le modèle de glissement par bloc de Newmark a été proposé par Sarma, qui est supposé être séparé du plan incliné sur lequel il repose par une couche mince de sol non cohérent ayant (φ') comme paramètre de résistance effective (fig. 2.7).

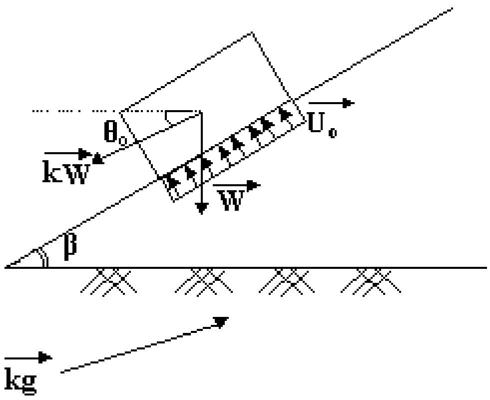


***Figure 2.7**: Modèle de Newmark (1965).*

Les contraintes totales normale et de cisaillement dues au poids avant le séisme sont :

$$\sigma_o = \frac{W \times \cos\beta}{a} \qquad (29)$$

$$\tau_o = \frac{W \times \sin\beta}{a} \qquad (30)$$

Tels que W et a représentent respectivement le poids et la section basse du bloc. Le facteur de sécurité pour ce plan de rupture vaut :

$$F_0 = \frac{tg\varphi'}{tg\varphi_c} = \left(\cos\beta - \frac{U_0 \times a}{W}\right) \times \frac{tg\varphi'}{\sin\beta} \qquad (31)$$

Où U_o est la pression interstitielle à la base du bloc en mouvement, supposée existant avant le séisme.

Il est supposé qu'une accélération sismique "$k \times g$" induit une force d'inertie égale à "$k \times W$" sur le bloc en faisant un angle "θ_o" avec l'horizontale.

Pendant le séisme, la contrainte normale totale sur le plan et la contrainte de cisaillement valent :

$$\sigma_d = \frac{W}{a}\left[\cos\beta - k \times \sin\left(\beta - \theta_o\right)\right] \qquad (32)$$

$$\tau_d = \frac{W}{a}\left[\sin\beta - k \times \cos\left(\beta - \theta_o\right)\right] \qquad (33)$$

De la même manière que le facteur de sécurité statique, le facteur de sécurité pseudostatique est égal à:

$$F_d = \left(\frac{\cos\beta - k \times \sin\left(\beta - \theta_o\right) - \left(U_0 + \Delta U\right) \times \frac{a}{W}}{\sin\beta + k \times \cos\left(\beta - \theta_o\right)}\right) \times tg\varphi' \qquad (34)$$

Pour le calculer, Il sera nécessaire d'évaluer "ΔU" qui correspond à l'excès des pressions interstitielles provoqué par le séisme. Dans cette étape, on suppose que si "σ'" et "τ" sont les contraintes effective normale et tangentielle sur un plan de rupture envisageable, et si "F" est le facteur de sécurité, alors l'état de contrainte en n'importe quel point de la surface de rupture sera identique que si l'angle de frottement du matériau est égal :

$$\varphi_c = \mathrm{Arctg}\left(\frac{tg\varphi'}{F}\right) \qquad (35)$$

Avec cette hypothèse, il est possible de tracer le cercle de Mohr qui passera par le point (σ', τ) et sera tangent à l'enveloppe inclinée d'un angle (φ_c). On remarque d'après l'hypothèse faite pour une surface de rupture donnée, que la direction des contraintes principales change pendant l'application des contraintes dynamiques où (φ_c) augmente par la diminution du facteur de sécurité. Ceci est contraire à l'hypothèse proposée par Seed (1966) où il a assumé que cette direction ne change pas et elle est celle obtenue à l'état de rupture.

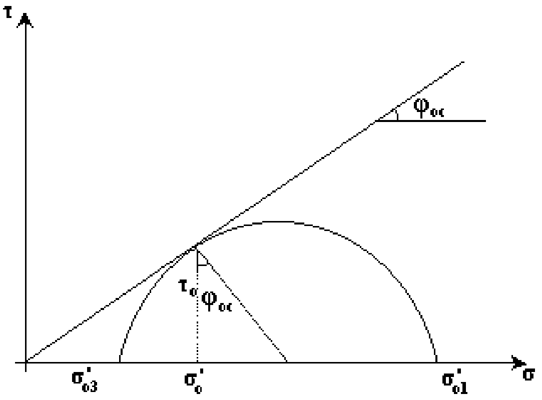


***Figure 2.8**: Cercle de Mohr en contraintes statiques (Sarma, 1975).*

Géométriquement, on peut tirer :

$$\begin{cases} \sigma'_{o1} = \sigma'_o + \tau_o \left(tg\varphi_{oc} + \dfrac{1}{\cos\varphi_{oc}} \right) \\ \sigma'_{o3} = \sigma'_o + \tau_o \left(tg\varphi_{oc} - \dfrac{1}{\cos\varphi_{oc}} \right) \end{cases} \qquad (36)$$

$$\varphi'_{oc} = \mathrm{Arctg}\left(\frac{tg\varphi'}{F_o} \right) \qquad (37)$$

En ajoutant "U_o" des deux côtés des égalités pour les deux équations, on aura :

$$\begin{cases} \sigma_{o1} = \sigma_o + \tau_o \left(tg\varphi_{oc} + \dfrac{1}{\cos\varphi_{oc}} \right) \\ \sigma_{o3} = \sigma_o + \tau_o \left(tg\varphi_{oc} - \dfrac{1}{\cos\varphi_{oc}} \right) \end{cases} \qquad (38)$$

Supposons que "F_d" soit connu, on peut donc tirer "φ_{dc}" et tracer le cercle de Mohr en contraintes effectives.

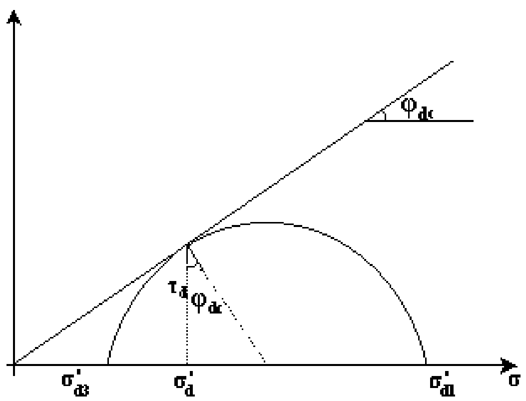


***Figure 2.9**: Cercle de Mohr en contraintes dynamiques (Sarma, 1975).*

De la même façon on peut tirer géométriquement :

$$\begin{cases} \sigma'_{d1} = \sigma'_d + \tau_d \left(tg\varphi_{dc} + \dfrac{1}{\cos\varphi_{dc}} \right) \\ \sigma'_{d3} = \sigma'_d + \tau_d \left(tg\varphi_{dc} - \dfrac{1}{\cos\varphi_{dc}} \right) \end{cases} \qquad (39)$$

En ajoutant "U_d" des deux côtés des égalités pour les deux équations, on aura :

$$\begin{cases} \sigma_{d1} = \sigma_d + \tau_d \left(tg\varphi_{dc} + \dfrac{1}{\cos\varphi_{dc}} \right) \\ \sigma_{d3} = \sigma_d + \tau_d \left(tg\varphi_{dc} - \dfrac{1}{\cos\varphi_{dc}} \right) \end{cases} \qquad (40)$$

A partir des deux systèmes d’équations (41) et (43) on peut tirer :

$$\begin{cases} \Delta\sigma_1 = \sigma_{d1} - \sigma_{o1} \\ \Delta\sigma_3 = \sigma_{d3} - \sigma_{o3} \end{cases} \tag{41}$$

Ceci nous permettra de calculer "ΔU" par l'équation de Skempton (1954) :

$$\Delta U = B \times \left[\Delta\sigma_3 + A \times \left(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3\right)\right] \tag{42}$$

Tels que "**A**" et "**B**" sont les paramètres de pression interstitielle.

Comme il est supposé que la rotation des axes principaux lors d'un séisme n'ait aucune influence significative sur les paramètres "A"* et "B", ces paramètres sont évalués à la rupture et sont supposés constants durant le cisaillement. La détermination de "ΔU", en remplaçant "σ_o", "τ_o", "σ_d" et "τ_d" par leurs expressions écrites précédemment, nous donne :

$$\frac{a}{W} \times \Delta U = B \times \left[-k \sin(\beta - \theta_o) - \sin(\beta) \left[\operatorname{tg}\varphi_{oc} - (1-2A) \frac{1}{\cos\varphi_{oc}} + \left[\sin(\beta) + k \cos(\beta - \theta_o)\right] \left[\operatorname{tg}\varphi_{dc} - (1-2A) \frac{1}{\cos\varphi_{dc}} \right] \right] \right] \tag{43}$$

En remplaçant (46) par sa fonction dans l'équation (37) et sachant que :

$$\frac{1}{\cos\varphi_{oc}} = \sqrt{1 + \frac{\operatorname{tg}\varphi'^2}{F_d^2}} \tag{44}$$

Nous obtenons, après toute simplification faite, l'expression suivante :

$$\frac{F_d}{\operatorname{tg}\varphi'} + \frac{B \times \operatorname{tg}\varphi'}{F_d} - B(1-2A)\sqrt{1 + \left(\frac{\operatorname{tg}\varphi'}{F_d}\right)^2} = \frac{\cos(\beta) - k(1-B)\sin(\beta - \theta_o) + B\sin(\beta)\left[\operatorname{tg}\varphi_{oc} - (1-2A)\frac{1}{\cos\varphi_{oc}}\right] - U_o \times \frac{a}{W}}{\sin(\beta) + k\cos(\beta - \theta_o)} \tag{45}$$

La résolution de cette fonction nous donne "F_d".

2.5 Méthode des blocs

L'approche des blocs est un cas particulier de la méthode des tranches où le nombre de ces derniers est réduit à deux. Sultan et Bolton Seed (1967) ont montré d'après des essais importants sur des modèles réduits que la rupture des remblais avec noyaux inclinés se produise comme un résultat d'un mouvement de deux blocs du sol qui sont séparés par une zone mince où un cisaillement important prend place.

* Ceci n'est pas vrai que pour les sols isotropes. En réalité ils sont anisotropes, le paramètre "A" varie mais cette variation restera faible tant que la valeur de ce paramètre est aux environs de 0.3. pour plus de renseignements voir [87]

La surface de glissement du bloc inférieur (Bloc AOB sur la figure 2.10) est principalement un plan qui traverse le matériau du parement jusqu'à la pente de la recharge amont (c'est la ligne OA sur la figure 2.10) et la ligne de glissement du bloc supérieur (Bloc CDOB sur la figure 2.10) est tangente à la surface du noyau étanche incliné sur une longue distance (c'est la ligne ODC sur la figure 2.10). On peut alors tirer comme conclusion que le volume des terres concerné par le glissement est "ABCDOA".

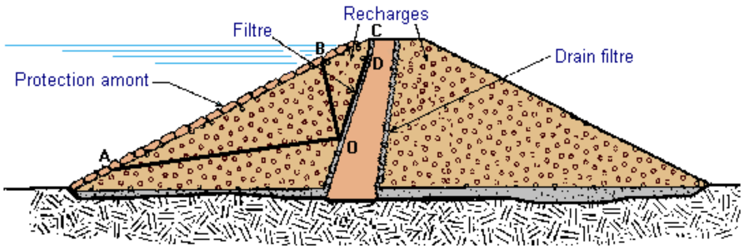


Figure 2.10 *: Mode de rupture de la méthode des blocs.*

2.6 Méthodes numériques

La méthode des éléments finis est l'une des méthodes numériques les plus couramment utilisées pour effectuer une analyse élasto-plastique des problèmes géotechniques en les modélisant à l'aide d'éléments ayant des propriétés physiques variables. Elle nécessite moins d'hypothèses et l'un de ses avantages est qu'on n'a pas besoin d'introduire à l'avance des suppositions concernant la forme et la localisation de rupture, car celle-ci se produit naturellement à travers des zones dans lesquelles la résistance au cisaillement du sol est insuffisante pour résister aux contraintes tangentielles.

Cette méthode a des avantages, mais elle a aussi des inconvénients, en particulier elle ne prend pas en compte la notion de facteur de sécurité.

2.7 Conclusion

Les méthodes les plus employées, pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes de géométrie quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols homogènes ou hétérogènes, sont des variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrauliques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

– La manière d'utiliser les équations statiques pour définir le facteur de sécurité,

– Les hypothèses utilisées pour rendre le problème statiquement déterminé.

CHAPITRE 3 : METHODES DE CALCUL DE DEPLACEMENT SISMIQUE

3.1 Introduction

De nombreux phénomènes interviennent dans la stabilité d'un barrage en terre lors d’un séisme. Ce chapitre permet de saisir les données en se familiarisant avec les principales méthodes utilisées dans l'ingénierie pour s'assurer de la stabilité des pentes. Les principes de l'analyse statique sont à l'origine de la majorité des méthodes simplifiées d'évaluation de la stabilité des pentes sous chargement dynamique. La première approche ayant été proposée pour l'analyse de la stabilité sismique des pentes est l'analyse pseudo-statique, décrite dans la première partie de ce chapitre.

De la méthode pseudo-statique, découle un ensemble de méthodes simplifiées pseudo-dynamiques d'estimation des déplacements irréversibles provoqués par un glissement, dont les fondements sont expliqués aussi. Les méthodes d'analyse plus sophistiquées en contrainte-déformation ne sont pas mentionnées car elles requièrent un investissement plus important pour préciser le comportement des matériaux et les conditions hydrauliques, pour modéliser les champs de contraintes et déformations et enfin pour interpréter les résultats. Elles sont donc très éloignées du contexte des méthodes simplifiées dans lequel se situe ce travail.

3.2 L'analyse pseudo-statique

Il s'agit de l'approche la plus simple pour étudier l'instabilité inertielle des pentes d'un barrage en terre sous l'action d'un séisme. L'approche pseudo-statique est similaire à l'analyse statique et fournit de la même manière un facteur de sécurité vis-à-vis du risque de glissement. Les efforts agissant sur la masse rigide délimitée par la surface potentielle de rupture prennent cette fois-ci en compte des efforts d'inertie liés au séisme, calculés à l'aide d'une accélération pseudo-statique horizontale a_h et verticale a_v. La figure 3.1 illustre les efforts appliqués sur une masse potentielle de glissement délimitée par une surface de rupture. Les efforts d'inertie horizontaux et verticaux sont respectivement appelés F_h et F_v , ils peuvent s'exprimer comme suit :

$$F_h = \frac{a_h \times W}{g} = k_h \times W \tag{46}$$

$$F_v = \frac{a_v \times W}{g} = k_v \times W \tag{47}$$

Où :"a_h" et "a_v" sont les accélérations pseudostatiques horizontale et verticale et "W" est le poids du sol au-dessus de la surface de rupture.

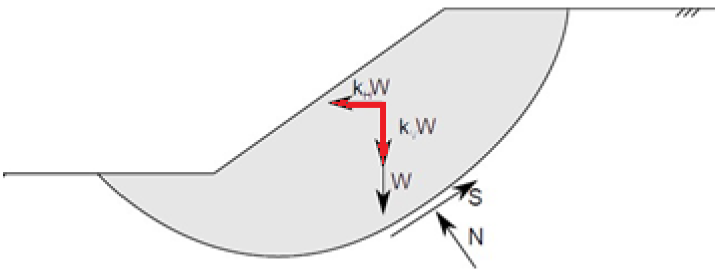


***Figure 3.1** : Illustration de l'approche d'analyse pseudo-statique (Pelecanos, 2013).*

Bien que très simplifiée, cette analyse est toujours utilisée en première approche, les travaux de Hynes-Griffin et Franklin (1984) recommandant de l'utiliser pour repérer les barrages pouvant poser des problèmes de stabilité. Elle permet par ailleurs de déterminer le coefficient pseudo-statique horizontal critique k_c associé à une surface potentielle de rupture pour lequel le facteur de sécurité devient inférieur à 1. Ce coefficient est utilisé dans la majorité des méthodes pseudo-dynamiques d'estimation des déplacements irréversibles présentées au niveau de la partie suivante.

3.3 L'analyse pseudo-dynamique

L'analyse pseudo-statique donne uniquement accès à un facteur de sécurité vis-à-vis du risque de glissement, mais ne fournit pas l'ampleur des déformations irréversibles pouvant être générées. En cas de facteur de sécurité inférieur à 1, les méthodes pseudo-dynamiques permettent de compléter l'analyse pseudo-statique en estimant les déplacements permanents. A partir du moment où le facteur de sécurité est inférieur à 1 à un instant, la masse étudiée est instable et commence à glisser. Les déplacements irréversibles occasionnés n'entrainent cependant pas nécessairement la ruine de l'ouvrage, le glissement pouvant durer une fraction de seconde avant que le facteur de sécurité soit à nouveau supérieur à 1. Les méthodes pseudo-dynamiques sont basées sur la méthode développée par Newmark (1965).

La méthodologie générale des analyses pseudo-dynamiques est synthétisée sur la figure 3.2. De nombreuses variantes de méthodes pseudo-dynamiques existent suivant le choix des hypothèses pour les trois principales étapes du calcul : (A) analyse de la stabilité du remblai, (B) analyse de la réponse dynamique du remblai et (C) analyse de type Newmark. L'étape (A) est en réalité une analyse pseudo-statique, permettant d'identifier pour chaque masse de glissement l'accélération critique conduisant à un facteur de sécurité égal à 1. L'étape (B) permet d'obtenir le mouvement sismique du barrage, en caractérisant notamment de manière plus ou moins précise l'accélération de chaque masse potentielle de glissement étudiée. Enfin, l'étape (C) est une analyse de type Newmark permettant d'estimer les déplacements irréversibles lorsque l'accélération d'une masse potentielle de glissement dépasse son accélération critique. La méthodologie pseudo-dynamique suppose l'indépendance des trois étapes du calcul. Néanmoins, quelques méthodes simplifiées plus récentes donnent une estimation des déplacements irréversibles en prenant en compte un couplage entre l'accélération temporelle du bloc et les éventuelles déformations irréversibles (Kramer et Smith, 1997; Bray et Travasarou, 2007).

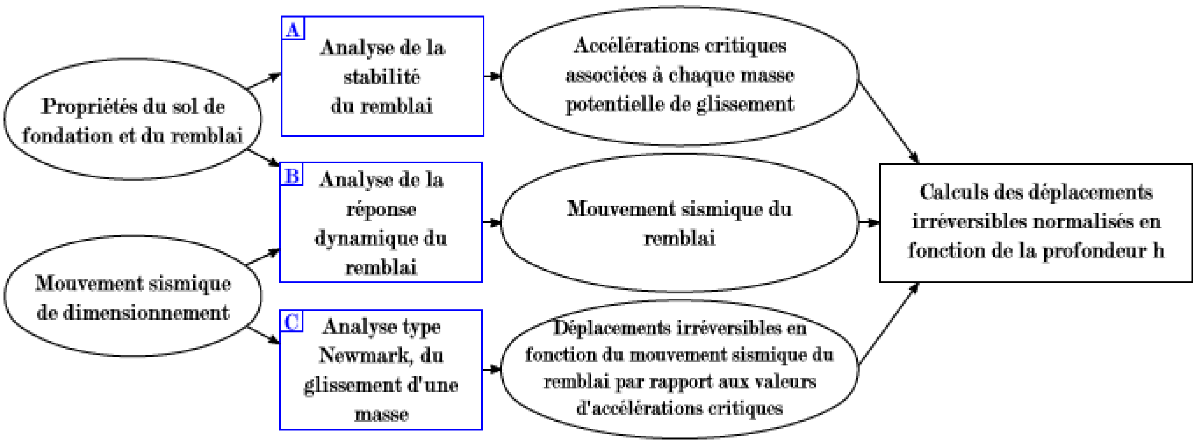


Figure 3.2 *: Illustration schématique du processus de calcul des déplacements irréversibles, inspirée du schéma présenté par Hynes-Griffin et Franklin (1984).*

Concernant l'estimation des déplacements irréversibles à partir de la connaissance du mouvement sismique de la masse en glissement et de son accélération critique, de nombreux abaques ont été développés dans le littérature (Newmark, 1965; Makdisi et Seed, 1978; Sarma, 1975; Franklin et Chang, 1977;

Ambraseys et Menu, 1988; Yegian et al., 1991; Bray et Rathje, 1998; Jibson, 2007; Bray et Travasarou, 2007; Saygili et Rathje, 2008; Veylon et al., 2017). Meehan et Vahedifard (2013) dressent le bilan de l'ensemble des méthodes simplifiées existantes 23 relations différentes sont relevées dans la littérature et synthétisent notamment dans un tableau les différentes formulations permettant d'estimer les déplacements irréversibles. A titre d'exemple, la figure 3.3 présente l'abaque proposé par Makdisi et Seed (1978) pour l'estimation des déplacements irréversibles normalisés en fonction du rapport de l’accélération $\frac{\ddot{X}_C}{\ddot{X}_{max}}$ qui varie avec la profondeur en dessous de la crête où ($\ddot{X}_{max}$) est l'accélération maximale horizontale du bloc considéré et ($\ddot{x}_C$) son accélération critique. Les résultats de plusieurs épreuves ont été normalisés avec l’accélération maximale, et la période de résonance fondamentale du remblai pour développer les courbes de la figure 3.3.

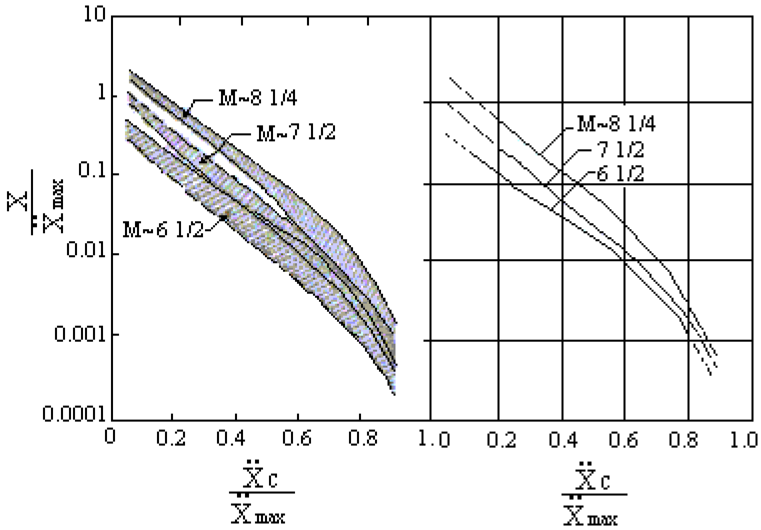


***Figure 3.3** : Déplacement normalisé (Makdisi et Seed, 1978).*

3.3.1 Méthode de Newmark

Pour rappeler brièvement le principe de Newmark, il s'agit d'obtenir le déplacement irréversible par double intégration de l'accélération d'un bloc supposé rigide reposant sur un plan incliné comme le montre la figure 3.4, lorsque celle-ci dépasse l'accélération critique qui est déterminée par un calcul pseudo-statique.

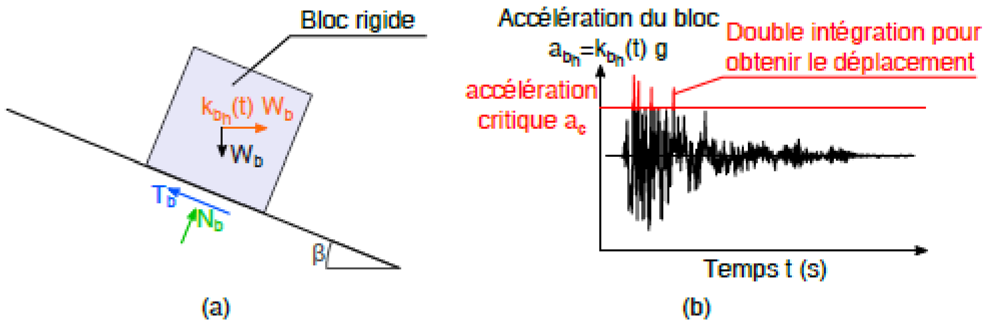


Figure 3.4*: (a) Analogie entre masse potentielle de glissement et bloc sur plan incliné*

(b)Lien avec l'accélération critique et calcul du déplacement irréversible (Newmark, 1965).

La majorité des approches simplifiées font appel à l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement pour caractériser le mouvement sismique (Sarma, 1975; Makdisi et Seed, 1978; Hynes-Griffin et Franklin, 1984; Ambraseys et Menu, 1988; Saygili et Rathje, 2008). Cependant le rôle de la vitesse maximale a été mis en évidence dés les années 1960 par Newmark (1965). Cette dernière est aussi utilisée en complément de l'accélération maximale dans les formulations proposées par Franklin et Chang (1977); Richards et Elms (1979); Whitman et Liao (1985). Yegian et al. (1991) utilisent le nombre équivalent de cycles ainsi que la période prédominante de l'excitation, en complément de l'accélération maximale, pour caractériser le mouvement sismique. Les déplacements irréversibles ont aussi été reliés à l'intensité d'Arias (Jibson, 2007).

Pour évaluer le mouvement sismique d'une masse en glissement, la première hypothèse proposée par Newmark (1965) consiste à considérer que la masse est parfaitement rigide et que son accélération correspond ainsi à l'accélération au niveau de la surface de rupture. Cette hypothèse a été considérée notamment dans les travaux proposés par Sarma (1975); Franklin et Chang (1977); Yegian et al. (1991); Watson-Lamprey et Abrahamson (2006); Jibson (2007); Saygili et Rathje (2008).

3.3.2 Abaque de Makdisi et Seed

Il s'agit de la première méthode intégrant la réponse sismique du barrage dans l'estimation des déplacements irréversibles. Les travaux de Makdisi et Seed (1978) ont pour objectif de proposer des abaques permettant une estimation rapide et simple des éventuels déplacements irréversibles pour une application réservée à des remblais dont une rupture ne provoquerait pas de dommages sévères et non sujets à une montée de pression interstitielle, constitués d'argiles compactées et de sables non saturés ou denses. La méthode est appliquée sur des barrages ayant une hauteur comprise entre 30 m et 60 m.

La méthode développée repose sur des calculs en éléments finis prenant en compte une dépendance du module de cisaillement et de l'amortissement avec la déformation (approche linéaire équivalente). L'accélération moyenne de différentes masses de glissement caractérisées par la profondeur de sortie (y_b) est calculée par la méthode proposée par Chopra (1966). Dans l'ensemble des calculs le barrage est considéré comme reposant directement sur un rocher rigide. Les cercles de glissement sont considérés comme étant circulaires, caractérisés par leur profondeur de sortie (y_b) normalisée par la hauteur du barrage (H_d).

La synthèse des résultats permet de fournir l'abaque présenté sur la figure 3.5. Cet abaque permet de déduire l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement à partir de l'accélération en crête de barrage. Pour une estimation simplifiée de l'accélération maximale en crête, l'annexe A de Makdisi et Seed (1977) suggère d'utiliser l'approche (shear beam) (poutre en cisaillement) pour une section triangulaire d'un barrage homogène reposant sur un rocher rigide. La méthodologie indiquée permet d'adapter le module de cisaillement et l'amortissement en fonction de la déformation estimée par un calcul itératif (approche linéaire équivalente). L'accélération maximale est obtenue par moyenne quadratique des accélérations maximales calculées selon les trois premiers modes propres. La méthode de Makdisi et Seed (1978) est particulièrement intéressante car il s'agit de la première approche proposée permettant d'estimer simplement la réponse dynamique de l'ouvrage. Cependant elle est associée à de nombreuses limitations particulièrement dans un contexte d'application sur des digues :

- La hauteur des ouvrages considérés pour l'établissement des abaques est plus importante que celle de l’ensemble des barrages et digues dont la hauteur est inferieur à 30 m, ce qui peut influencer leur réponse dynamique;
- Le barrage est supposé reposer sur un rocher rigide, cette hypothèse peut conduire à une surestimation des déformations dans l'ouvrage et de l'accélération en crête;
- L'estimation de l'accélération en crête par l'approche (shear beam) peut conduire à une surestimation de cette dernière.

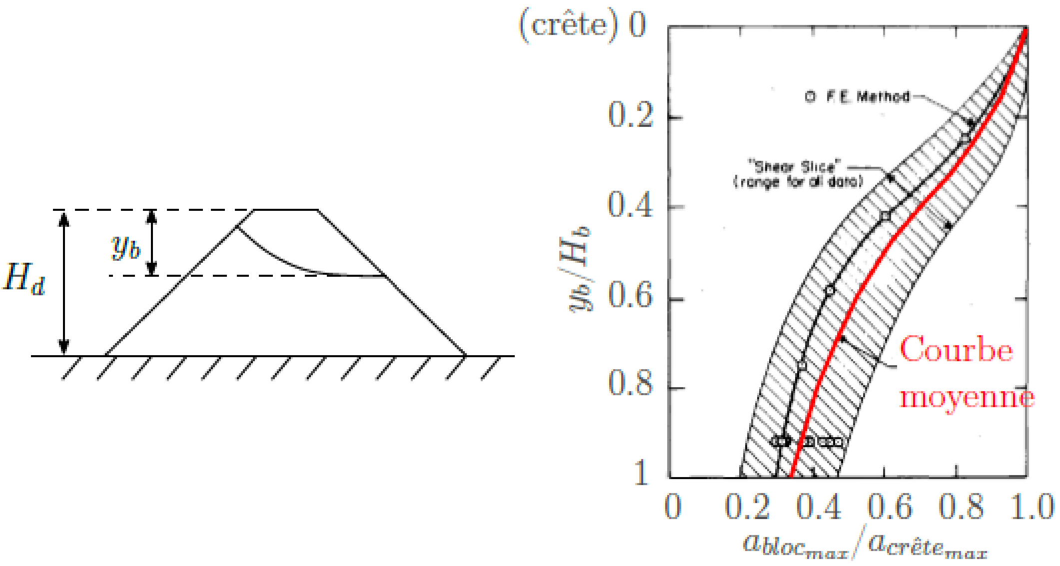


Figure 3.5 *; Abaque proposé par Makdisi et Seed (1978) pour l'estimation de l'accélération maximale d'un bloc* $\ddot{X}_{\max\ bloc}$ *à partir de l'accélération maximale en crête* $\ddot{X}_{\max\ crête}$

3.3.3 Méthode et abaques de Sarma

Sarma (1979) propose une solution théorique au mouvement sismique d'un barrage reposant sur une couche de sol. Les équations du mouvement obtenues sont utilisées pour calculer la réponse maximale de différents ouvrages sollicités par plusieurs enregistrements réels afin de développer des abaques. Suite à l'analyse précédente établie au niveau du chapitre 2 de la méthode de Sarma (1979), l'accélération critique qui conduit à l'équilibre limite et qui donne un facteur de sécurité dynamique minimal égal à "1", est exprimée comme suit :

$$k_c = \frac{\cos\beta + \beta\times\sin\beta\left[\operatorname{tg}\varphi_{oc} - (1-2A)\dfrac{1}{\cos\varphi_{oc}}\right] - P\times\sin\beta - \dfrac{U_o\times a}{W}}{(1-\beta)\times\sin(\beta-\theta) + P\times\cos(\beta-\theta)} \qquad (48)$$

$$P = \frac{1}{\operatorname{tg}\varphi'} + \beta\times\operatorname{tg}\varphi' - (\beta-2A)\frac{1}{\cos\varphi'} \qquad (49)$$

Les travaux de Sarma (1979) concernent toute la chaine de calculs permettant l'estimation des déplacements irréversibles par une approche pseudo-dynamique, seuls les développements permettant l'évaluation de la réponse dynamique du système barrage-couche de fondation sont présentés ici.

La résolution analytique proposée repose sur de nombreuses hypothèses :

- Le barrage est assimilé à une section triangulaire (ouvrage infiniment long), symétrique par rapport à l'axe vertical et constitué de matériaux homogènes;
- La fondation du barrage est modélisée par une couche de sol homogène horizontale pouvant avoir des propriétés élastiques déférentes de celles du barrage, sans variations latérales;
- La couche de sol de fondation du barrage repose sur un rocher rigide semi-infini où la sollicitation sismique est imposée ;
- Les matériaux du barrage et de la couche de sol se comportent de manière viscoélastique, la seule source de dissipation d'énergie provient de l'amortissement visqueux;
- L'amortissement visqueux ne dépend pas de la fréquence, il est identique dans le barrage et dans sa fondation;
- Une approche shear beam (poutre en cisaillement) est utilisée pour la résolution.

La situation ainsi considérée est synthétisée sur la figure 3.6. Sous l'ensemble des hypothèses effectuées, la réponse sismique du système étudié ne dépend plus que d'une seule dimension et peut être calculée analytiquement.

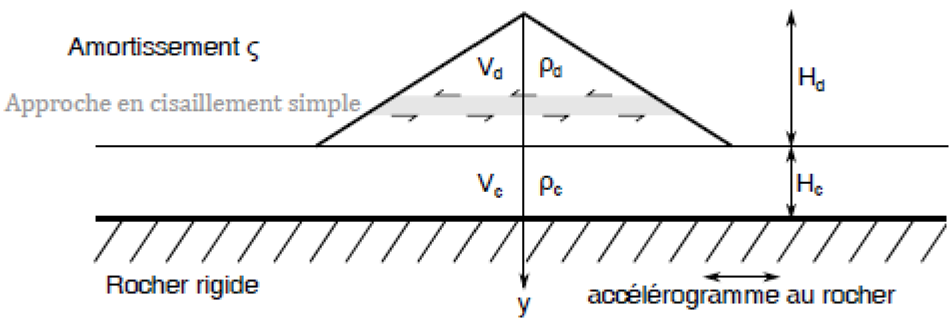


Figure 3.6 *: Situation considérée par Sarma (1979).*

La méthode proposée par Sarma (1979) présente le grand intérêt de fournir une solution analytique simple à l'estimation de la réponse dynamique d'un barrage reposant sur une couche de sol. Les formulations développées ne dépendent a priori pas de la hauteur du barrage et sont donc applicables pour des digues moins hautes. Cependant elle est basée sur des hypothèses fortes, et notamment l'approche (shear beam), la présence d'un rocher rigide à la base de la couche de sol ainsi qu'un amortissement visqueux identique dans le barrage et dans la couche de sol, sont un plus très fort pour le développement des abaques. Les abaques développés ont l'avantage d'être encore plus simples à appliquer.

3.3.4 Méthodes des blocs

Sur la figure 3.7, le référentiel (U, V) est galiléen et le référentiel (x, y) est lié à la masse qui est soumise à la sollicitation sismique. On cherche à déterminer l’ampleur du déplacement du bloc le long de l’axe "X". On applique sur la structure le principe fondamental de la mécanique :

$$\sum \textit{Force extérieure} = m \times \vec{\gamma}_a \quad (50)$$

Tel que "$\vec{\gamma}_{\mathbf{a}}$" est l’accélération absolue du bloc dans le référentiel (U, V)

$$\sum \vec{F} = m \times \vec{\gamma}_a = m \times (\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r + \vec{\gamma}_{cor}) \quad (51)$$

Tel que "$\vec{\gamma}_{\mathbf{e}}$" est l’accélération d’entraînement du référentiel (x, y) par rapport au référentiel (U, V) qui représente la sollicitation sismique.

"$\vec{\gamma}_{\mathbf{r}}$" est l’accélération relative du bloc dans le référentiel (x, y) ; sa direction est selon l’axe "**X**" qui fait un angle égal à "β" avec l’axe horizontal "X" ; sa composante normale à l’axe "**X**" est nulle parce qu’il n’y aura pas un décollement des blocs.

"$\vec{\gamma}_{\mathbf{cor}}$" est l’accélération de Coriolis.

Puisqu’il n’y a pas un mouvement de rotation $\Rightarrow \vec{\gamma}_{cor} = \vec{0}$, l’équation du mouvement s’écrit alors :

$$\sum \vec{F} = m \times (\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r) \quad (52)$$

Si le bloc est soumis à une pression interstitielle, l’équation de mouvement s’écrit :

$$\vec{W} + \vec{R} + \vec{K} + \vec{U} = m \times (\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r) \quad (53)$$

En calculant l’accélération relative pendant un séisme, on obtient l’équation du mouvement le long de l’axe "X" sous forme d’une fonction des caractéristiques géométriques et géotechniques du talus et des caractéristiques de la sollicitation sismique. Deux intégrations successives par rapport aux temps permettent de calculer la vitesse relative du bloc sur la surface inclinée et le déplacement maximal atteint.

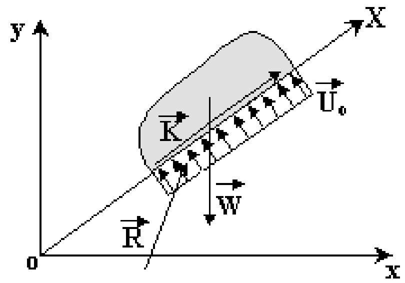


Figure 3.7*: Bloc glissant en présence des pressions interstitielles (*Didier H., 1983)*.*

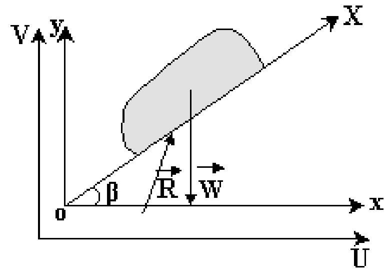


***Figure 3.8** : Bloc glissant le long de l'axe* "*OX*" *(*Didier H., 1983)*.*

3.4 Autres approches simplifiées

Avec le développement d'outils numériques, d'autres approches simplifiées ont été développées par analyse statistique d'un ensemble de résultats obtenus numériquement. C'est le cas notamment des formulations proposées par Bray et Rathje (1998) donnant entre autre la sollicitation maximale de massifs de déchets. Ces méthodes permettent potentiellement de considérer des comportements vibratoires plus complexes comme la non-linéarité ou le couplage entre le glissement du bloc et sa déformation. C'est aussi le cas des travaux de Papadimitriou et al. (2014).

3.5 Conclusion

Contrairement à l'évaluation sismique, les procédures de l'évaluation statique de la stabilité des pentes sont bien définies et convenablement exactes et précises. Ce chapitre montre la nécessité de proposer une nouvelle méthode, adaptée à la vérification de la stabilité des barrages en terre dans un contexte réglementaire. Les chapitres suivants sont consacrés au développement de cette nouvelle méthode. En particulier, le premier chapitre de la troisième partie permet d'identifier les caractéristiques mécaniques et physiques des sols constituants le corps du barrage et les caractéristiques géométriques de ce dernier les plus facilement mesurables, pour que celles-ci soient utilisées comme données d'entrée de la méthode simplifiée développée.

CHAPIT RE 4 : ANALYSE DE LA STABILITE SOUS CHARGEMENT STATIQUE

4.1 Introduction

La stabilité des pentes des structures en terre est un souci majeur qui préoccupe les géotechniciens. Malgré le développement important de l'ingénierie géotechnique, il a été observé que les désordres engendrés par leurs rupture entraînent généralement des destructions catastrophiques et dans certains cas meurtrières. Depuis Fellenius (1936), de nombreuses techniques d'analyse de stabilité ont été proposées, plus ou moins sophistiquées en relation avec le développement des techniques de recherche. Elles se particularisent les unes des autres par leurs hypothèses, il existe des méthodes de calcul à la rupture, d'autres de calcul en déformations et des méthodes de calcul à équilibre limite, mais toutes ces méthodes s'alignent pour déterminer le facteur de sécurité. L'expression du facteur de sécurité varie en fonction du mode de rupture, qu'elle soit plane, circulaire ou autre. Généralement, l'analyse de la stabilité s'effectue à la rupture. Dans tous les cas, cette analyse est réalisée en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Cependant, la précision de l'analyse est conditionnée par la qualité de détermination des paramètres de cisaillement et par les moyens de calculs mis en œuvre.

4.2 Mode de rupture au glissement

Le mode de rupture que nous avons trouvé plus réaliste et mieux adapté à la complexité de l'ouvrage est le mode de rupture par bloc. Sultan et Bolton Seed (1967) ont montré que la rupture des remblais avec noyaux inclinés se produise comme un résultat d'un mouvement de deux blocs du sol (ABCDO) (Fig. 4.1). Récemment, plusieurs auteurs (Sawada et al. 2018, Karbor-e- shyadeh et Soroush, 2008; SivakumarBabu et al., 2007; Özkan et al., 2006) ont réalisé des études sur des cas réels, et ont constaté que la rupture critique des barrages zonés se produit du côté amont du barrage.

Les problèmes de la stabilité peuvent être classés en deux catégories, stabilité à court terme et stabilité à long terme. Un sol saturé ou partiellement saturé, avec une faible perméabilité, subit de nouvelles répartitions de contraintes dues à la présence de l'eau et qui tendent à le déformer et à générer des excès de pressions interstitielles, qui ne peuvent se dissiper rapidement. Le stade où ces excès de pressions positives ou négatives sont complètement développés, se rapporte aux conditions d'un problème à court terme. Ce dernier peut être considéré en fin de construction de l'ouvrage et donc au début de son service.

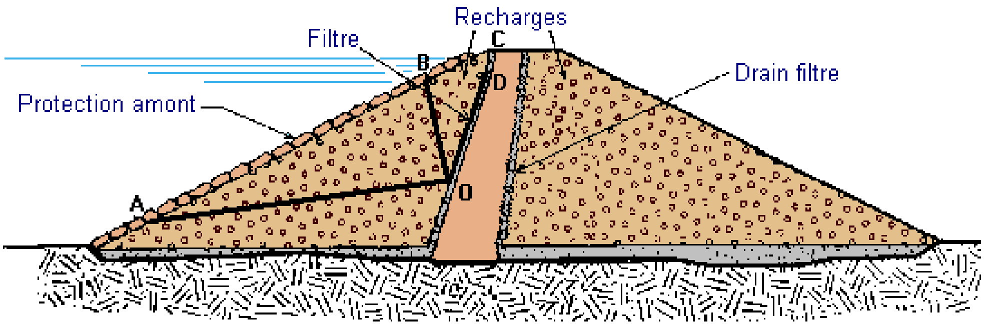


Figure 4.1 : Barrage en terre.

Au niveau des argiles, l'excès de pressions interstitielles se dissipe aussi lentement que la période d'ajustement de ces pressions peut durer des mois ou des années après l'achèvement de la construction. En fonction du temps, la pression interstitielle se dissipe graduellement et nous aboutissons à un état d'équilibre hydrostatique. Ce stade définitif reflète un problème de stabilité à long terme. Généralement, dans la stabilité à long terme, le drainage s'est complètement effectué et le calcul s'exécutera en caractéristiques effectives.

En contrepartie, à l'exception d'un chargement transitoire, la durée de redistribution des pressions est très courte dans les sols granulaires de forte perméabilité, tels que les sables et les graviers. La dissipation des excès de pressions interstitielles est largement complète à la fin de la construction. Dès ce moment, l'analyse pourra être faite en considérant les caractéristiques effectives.

4.3 Principe d'analyse de la stabilité statique

Deux techniques sont principalement utilisées, l'analyse en contrainte-déformation et l'analyse à l'équilibre limite. Les méthodes simplifiées sont basées sur la deuxième technique. L'analyse à l'équilibre limite consiste à considérer une surface potentielle de rupture, à évaluer les efforts s'exerçant sur la masse délimitée par cette surface et à les comparer à la contrainte de cisaillement pouvant être développée pour y résister. Cette théorie suppose que la masse est rigide, c'est-à-dire que le cisaillement ne se développe qu'au niveau de la surface de rupture, et que la résistance développée est uniforme le long de celle-ci. Un facteur de sécurité correspondant à cette surface potentielle de glissement étudiée, peut être écrit comme suit :

$$F = \frac{\text{Résistance au cisaillement disponible}}{\text{Résistance au cisaillement necessaire au maintient d'équilibre}} \quad (56)$$

Ce facteur correspond au rapport entre la résistance de cisaillement maximale, pour laquelle le critère de rupture est atteint et la contrainte développée par les forces motrices qui représentent le poids de la masse du sol qui tend à glisser suivant le plan de glissement. Certaines forces, tels que celles relatives aux pressions de l'eau ou aux contraintes générées par un séisme, agissent au niveau des facettes internes de l'ouvrage. Quant aux forces externes, elles agissent sur la surface supérieure de l'inclinaison. Un facteur de sécurité inférieur à "1" signifie que la masse étudiée est instable. Plusieurs géométries de surface de rupture peuvent être considérées. Lorsque les matériaux sont homogènes, celles-ci sont préférentiellement circulaires ou décrivent une spirale logarithmique (Kramer, 1996). Dans ce cas les méthodes classiques pour vérifier la stabilité des pentes sont la méthode des tranches originale proposée par Fellenius(1936) et la méthode modifiée par Bishop (1955). Kramer (2004) a utilisé la méthode de l'équilibre limite pour évaluer la stabilité des pentes en supposant que le sol à la rupture suit la condition plastique parfaite de Mohr-Coulomb. Les analyses de stabilité des pentes les plus couramment utilisées dans la recherche sont basées sur le principe d'équilibre limite (Kahatadeniya et al., 2009; Mendoza et al., 2009; Di Maio et al., 2010; Ferrari et al., 2011; Zheng, 2012)

4.4 Développement de la méthode des blocs dans le cas statique

Dans ce qui suit, nous allons refaire le calcul précédent développé au paragraphe 4.3, mais en prenant pour densité du matériau, la densité déjaugée et l'effet de l'eau est pris en compte séparément.

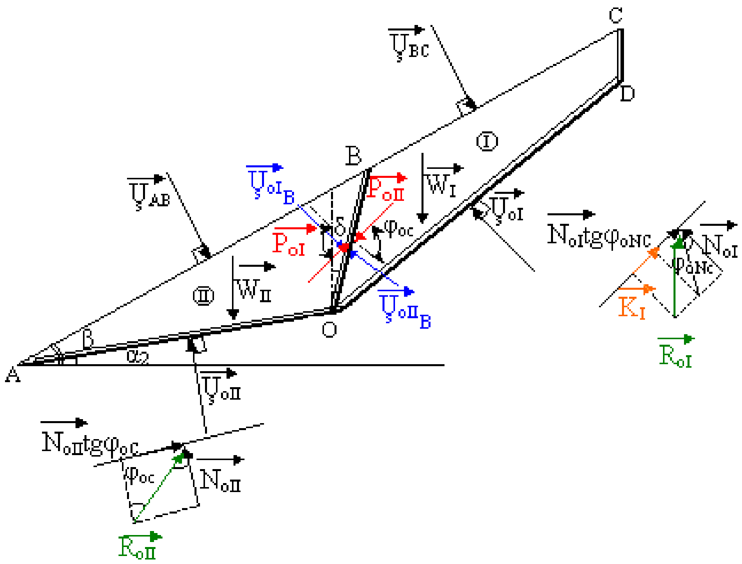


***Figure 4.2** : Schéma des forces statiques agissant sur les deux blocs.*

Tel que "$U_{s\,oI}$", "$U_{s\,oII}$","$U_{s\,oI_B}$","$U_{s\,oII_B}$","$U_{s\,AB}$"et "$U_{s\,BC}$" sont les poussées d'eau statiques sur les facettes correspondantes.

A l'équilibre nous avons : $\sum \vec{F} = \vec{0}$

1)- Bloc I :

L'équation d'équilibre s'écrit :

$$\vec{P}_{oI} + \vec{W}_I + \vec{R}_I + \vec{K}_I + \vec{U}_{s\,oI} + \vec{U}_{s\,oIB} + \vec{U}_{s\,BC} = \vec{0} \qquad (64)$$

- Projection horizontale :

$$N_{oI}\sin\alpha_1 - P_{oI}\cos\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) + U_{S\,oI}\sin\alpha_1 - U_{S\,oI_B}\cos\delta - U_{S\,BC}\sin\beta = K_I\cos\alpha_1 + N_{oI}\,\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\cos\alpha_1 \qquad (65)$$

- Projection verticale :

$$P_{oI}\sin\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) + N_{oI}\cos\alpha_1 - U_{oI_B}\sin\delta - U_{BC}\cos\beta = N_{oI}\sin\alpha_1\mathrm{tg}\varphi'_{oNC} + K_I\sin\alpha_1 \qquad (66)$$

En multipliant la première par sin(φ'_{oC}-δ), la seconde par cos(φ'_{oC}-δ) et en faisant la somme des équations obtenues nous aurons :

$$N_{oI} = \frac{W_I\cos\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) + K_I\sin\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_1\right] - U_{S\,oI}\cos\left(\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_1\right) + U_{S\,oI_B}\sin\varphi'_{oC} + U_{S\,BC}\cos\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \beta\right]}{\cos\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_1\right] - \mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\sin\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_1\right]} \qquad (67)$$

En multipliant l'équation (65) par cosα_1, l'équation (66) par sinα_1 et en faisant la différence des deux équations obtenues nous aurons :

$$N_{oI}\mathrm{tg}\varphi'_{oNC} = W_I\sin\alpha_1 - k_I - P_{oI}\cos\left(\varphi'_{oC} - \delta - \alpha_1\right) - U_{S\,oI_B}\cos\left(\delta + \alpha_1\right) + U_{S\,BC}\sin\left(\alpha_1 - \beta\right) \qquad (68)$$

De même en multipliant (65) par $\sin\alpha_1$ et (66) par $\cos\alpha_1$ et en faisant la somme des deux équations obtenues, nous aurons :

$$N_{oI} + P_{oI}\sin\left(\varphi'_{oC} - \delta - \alpha_1\right) - \underset{S}{U}_{oI_B} \sin\left(\alpha_1 + \delta\right) - \underset{S}{U}_{BC} \cos\left(\alpha_1 - \beta\right) = W_I\cos\alpha_1 \tag{69}$$

Ces deux dernières équations (68) et (69) permettent d'éliminer N_{oI} et de tirer P_{oI} :

$$P_{oI} = \frac{K_I - W_I\left(\sin\alpha_1 - \cos\alpha_1 \, tg\varphi'_{oNC}\right) - \underset{S}{U}_{oI} tg\varphi'_{oNC} + \underset{S}{U}_{oIB}\left[\cos\left(\alpha_1 + \delta\right) + \sin\left(\alpha_1 + \delta\right) tg\varphi'_{oNC}\right] - \underset{S}{U}_{BC}\left[\sin\left(\alpha_1 - \beta\right) - \cos\left(\alpha_1 - \beta\right) tg\varphi'_{oNC}\right]}{\left[\sin\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_1\right] tg\varphi'_{oNC} - \cos\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_1\right]\right]} \tag{70}$$

2)- Bloc II :

De la même manière nous aurons les résultats du calcul suivants :

$$N_{oII} = \frac{W_{II}\cos\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \underset{S}{U}_{oII}\cos\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right] - \underset{S}{U}_{oI_B}\sin\varphi'_{oC} + \underset{S}{U}_{AB}\cos\left[\left(\varphi'_{OC} - \delta\right) - \beta\right]}{\cos\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right] - tg\varphi'_{oC}\sin\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right]} \tag{71}$$

$$P_{oII} = \frac{W_{II}\left(\sin\alpha_2 - \cos\alpha_2 \, tg\varphi'_{oC}\right) + \underset{S}{U}_{oII} tg\varphi'_{oC} + \underset{S}{U}_{oIIB}\left[\cos\left(\alpha_2 + \delta\right) + \sin\left(\alpha_2 + \delta\right) tg\varphi'_{oC}\right] + \underset{S}{U}_{AB}\left[\sin\left(\alpha_2 - \beta\right) - \cos\left(\alpha_2 - \beta\right) tg\varphi'_{oC}\right]}{\left[\sin\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right] tg\varphi'_{oC} - \cos\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right]\right]} \tag{72}$$

En égalisant les deux valeurs de "P" et en remplaçant :

$$\begin{cases} K_I = C'_{NC}OC = C'_{NC}\dfrac{L}{F_0} \\ tg\varphi'_{oC} = \dfrac{tg\varphi'}{F_o} \\ tg\varphi'_{oNC} = \dfrac{tg\varphi'_N}{F_0} \end{cases} \tag{73}$$

Nous aurons, après tout calcul fait qui est détaillé en annexe A, l'équation suivante du facteur de sécurité statique :

$$
\begin{aligned}
&\big[W_{II}\sin\alpha_2\cos(\delta+\alpha_1)+W_I\sin\alpha_1\cos(\delta+\alpha_2)+U_{oII_B}L''\cos(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_1)+U_{AB}\,L_2\\
&\sin(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_1)-U_{oI_B}L''\cos(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_1)+U_{BC}\,L_1\sin(\alpha_1-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\big]F_0^3\\
&+\big[2W_I\sin\alpha_1\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'-W_I\cos\alpha_1\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N-W_{II}\cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'\\
&+W_{II}\sin\alpha_2\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N+W_{II}\sin\alpha_2\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'+U_{oII}L'\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'+U_{oII_B}L''\\
&\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N+U_{oII_B}L''\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'+U_{oII_B}L''\sin(\delta+\alpha_2)\\
&\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'+U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N+U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'\\
&-U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'-C'_N\,L\cos(\delta+\alpha_2)+U_{oI}\,L\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N-2U_{oI_B}\\
&L''\cos(\delta+\alpha_1)\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'-U_{oI_B}L''\sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N+2U_{BC}\,L_1\sin(\alpha_1-\beta)\\
&\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'+U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N\big]F_0^2+
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
&\big[2W_I\cos\alpha_1\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'tg\varphi'_N+W_I\sin\alpha_1\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'^2-W_{II}\cos\alpha_2\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N\\
&-W_{II}\cos\alpha_2\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'^2-W_{II}\sin\alpha_2\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N+U_{oII}L'\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N\\
&+U_{oII}L'\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'^2-U_{oII_B}L''\cos(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N+U_{oII_B}L''\sin(\delta+\alpha_2)\\
&\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N+U_{oII_B}L''\sin(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'^2-U_{AB}\,L_2\sin(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_1)\\
&tg\varphi'tg\varphi'_N-U_{AB}\,L_2\cos(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'\,tg\varphi'_N-U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'^2\\
&-2C'_N\,L\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'+2U_{oI}L\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'tg\varphi'_N+U_{oI_B}\,L''\cos(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'^2\\
&-2U_{oI_B}L''\sin(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N-U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'^2-2\,U_{BC}\,L_1\\
&\cos(\alpha_1-\beta)\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'\,tg\varphi'_N\big]F_0+\big[W_{II}\cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N\,tg\varphi'^2+W_I\cos\alpha_1\cos(\delta+\alpha_2)\\
&tg\varphi'_N\,tg\varphi'^2+C'_N\,L\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'^2-U_{oII}\,L'\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N\,tg\varphi'^2-U_{oII_B}L''\sin(\delta+\alpha_2)\\
&\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N tg\varphi'^2-U_{oI}L\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N\,tg\varphi'^2+U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N\\
&tg\varphi'^2+U_{oI_B}L''\sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N\,tg\varphi'^2+U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N tg\varphi'^2\big]=0
\end{aligned}
$$

(74)

La résolution de l’équation (74) nous donne le facteur de sécurité statique "F_0".

4.5 Conclusion

Dans l'ensemble, l'étude de la stabilité des pentes au glissement est un aspect important de l'ingénierie géotechnique qui peut contribuer à assurer la sécurité et la durabilité des structures en terre implantées dans les zones exposées aux risques naturels. Les déformations de rupture qui se manifestent dans certains cas à la périphérie de ces structures peuvent être attribuées au comportement des matériaux constituant.Grâce à la reconnaissance géologique et géotechnique, il est possible de localiser la surface de rupture, d'identifier sa forme, d’avoir des explications sur les mécanismes de rupture et prédire les causes d'instabilité probables, aussi on peut déterminer le comportement et les paramètres de résistance au cisaillement de la masse potentielle de glissement.

Notre modèle étudié est un barrage zoné à noyau incliné étanche. C’est un type de barrage en terre dans lequel un noyau central d'argile compacté est soutenu sur les côtés amont et aval par des zones perméables appelées recharge. Au niveau de ce type de barrage, le matériau du noyau se distingue des matériaux de l'enveloppe, notamment par une faible perméabilité.Plus le noyau est incliné plus la pente du parement amont est conditionnée par les propriétés mécaniques du matériau du noyau.Les différentes méthodes existantes pour l’analyse critique de la stabilité des pentes convergent à des résultats semblables, et la sélection de la méthode est moins importante qu’un choix judicieux des paramètres.

CHAPITRE 5 : ANALYSE DE LA VARIATION SISMIQUE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE

5.1 Introduction

L'étude du risque sismique des barrages est une tâche d'ingénierie extrêmement complexe.Il est évident que les barrages en terre sont fortement affectés par les dommages causés par un séisme. Plus précisément, au cours des vingt dernières années, des travaux de recherche approfondis ont été menés afin d'analyser le comportement du sol sous les charges cycliques et d'améliorer la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques.

En cas d'un séisme, les secousses sismiques entrainent des surpressions interstitielles au sein des pores du massif constituant le corps de la digue. Ce chapitre traite et analyse le développement des surpressions interstitielles sous des conditions sismiques et le but recherché dans ce dernier est la prise en compte de l'effet de l'accroissement de pressions interstitielles, résultant d'un séisme, dans l'analyse de la stabilité des barrages en terre.

Tenant compte de la rapidité des secousses sismiques, on peut considérer que même le sol pulvérulent du parement amont sera dans des conditions non drainées et sera également soumis à cette surpression interstitielle. La pression interstitielle élevée peut conduire à une instabilité du barrage, ce qui peut diminuer la sécurité et augmenter le risque de rupture. Dans le cas le plus extrême, ces pressions excessives peuvent provoquer la liquéfaction. La prise en compte de l'effet des surpressions interstitielles dans l'analyse de la stabilité des structures n'est pas évidente, car leurs détermination est encore à l'heure actuelle mal connue. L'objectif visé dans ce qui suit est d'analyser l'impact de cette augmentation des pressions interstitielles, due à un séisme, sur la stabilité des barrages en terre.

5.2 Effet de l'écoulement dans le corps du barrage

L'étude des infiltrations consiste principalement à la détermination de deux ensembles de courbes qui se coupent à angle droit en formant un réseau d'écoulement. Ces courbes sont les lignes équipotentielles et les lignes de courant. Les équipotentielles sont des lignes de même niveau d'énergie, elles sont des lignes fictives d'égale pression. Les lignes de courant décrivent l'écoulement de l'eau à travers le barrage. L'étude d'infiltration permet de déterminer :

- La ligne de saturation et c'est la ligne suivant laquelle la pression à l'intérieur du massif du sol est égale à la pression atmosphérique. Elle limite la phase humide de la phase sèche.
- Les pressions interstitielles qui peuvent être déterminées à partir du tracé d'un réseau de lignes équipotentielles.
- Débit de fuite, ce débit dû aux infiltrations à travers le barrage est un indice de fonctionnement de l'ouvrage, il doit être calculé et contrôlé d'une façon continue. Il est obtenu à partir du réseau de lignes de courant qui sont orthogonales aux lignes équipotentielles.

On peut remarquer à partir de la figure5.1 que la présence d'un noyau argileux modifie la valeur La pente de la ligne de saturation ou gradient hydraulique qui varie habituellement de 8:1 au niveau des sols sableux et de 4:1 au niveau des sols argileux.

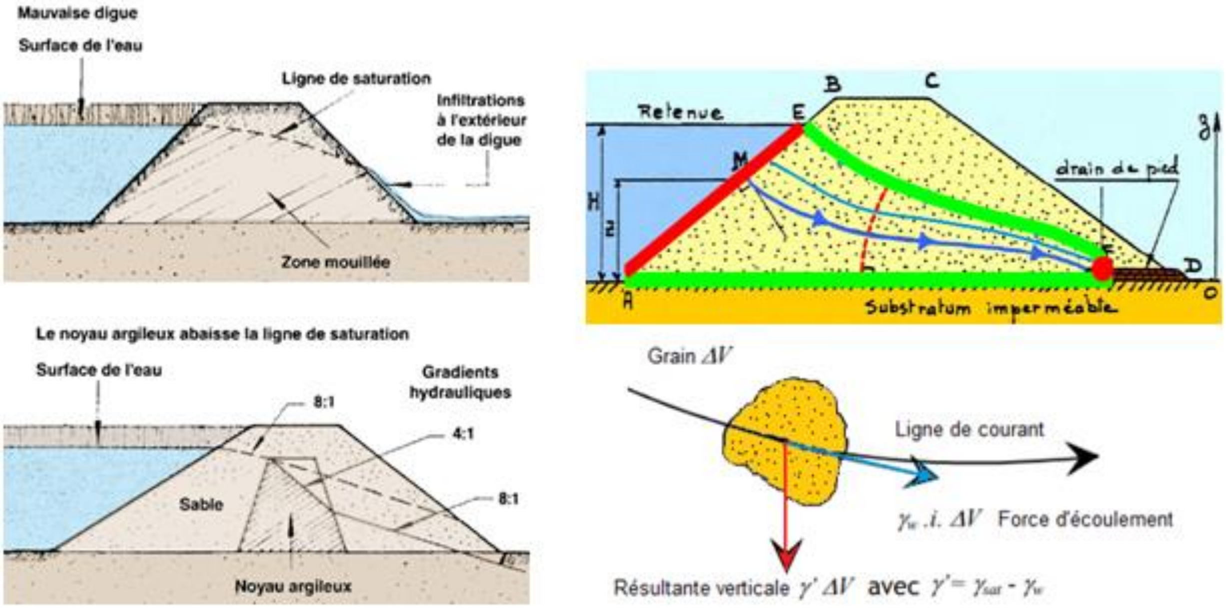


Figure 5.1 *: Le réseau d'écoulement et le bilan des forces*

- ✓ Le parement aval est une ligne équipotentielle ;
- ✓ Le contact avec la fondation imperméable (AF) ainsi que la ligne phréatique (EF), aucun débit ne les traverse sont des lignes de courant (h=z) ;
- ✓ Les lignes d'écoulement représentent les trajectoires d'écoulement des particules d'eau ;
- ✓ Les équipotentielles adjacentes ont des pertes de charges égales ;
- ✓ Les lignes d'écoulement et lignes équipotentielles sont orthogonales les unes par rapport aux autres ;

- ✓ La différence de hauteur manométrique entre deux lignes équipotentielles est la perte de charge (Δh) ;
- ✓ La surface filtrante (AE) est une ligne équipotentielle, elle est en contacte directe avec l'eau libre où la perte de charge est nulle.

Les contraintes dans le corps du barrage différent selon que l'écoulement existe ou pas. Cependant, si l'écoulement n'existe pas nous somme en équilibre hydrostatique et l'effet de l'eau dans l'analyse en contrainte effective se traduit seulement par la poussée d'Archimède :

$$\frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial x_j} = \gamma_{Sat\,i} - \gamma_{w\,i} = \gamma'_i \qquad (75)$$

Tel que : "γ'_i" sont les composantes de la densité déjaugée.

Lorsqu'il y a un écoulement, il y a une perte de charge par dissipation d'énergie et cela par frottements eau/grains du sol. Dans ce cas, il faut prendre en considération en plus de la poussée d'Archimède, l'effet d'écoulement qui se traduit par "$\gamma_{wi}\frac{\partial H}{\partial x_i}$" dans l'expression suivante :

$$\frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial x_j} = \gamma_{Sat\,i} - \gamma_{w\,i}\left(1 + \frac{\partial H}{\partial x_i}\right) \qquad (76)$$

Tel que "**H**" est la charge hydraulique :

$$H = \frac{U}{\gamma_w} - z \qquad (77)$$

5.2.1 L'écoulement dans les sables

Le sable se caractérise par une porosité importante. L'angle de frottement interne a la même valeur que le sable soit sec, humide ou saturé.La raison en est que le frottement entre les grains n'est pas altéré ou modifié par la présence d'eau et que la perméabilité des sables est suffisamment élevée pour qu'aucune surpression interstitielle ne puisse s'y développer. On peut considérer que la perte de charge dans le sable est très faible au point qu'elle peut être négligée. Dans le cas statique, cette hypothèse est toujours valable, tandis que dans le cas dynamique elle ne pourra être retenue que si le sable est dense. Par contre le caractère contractant des sables lâche entraîne des développements de surpressions interstitielles durant les sollicitations sismiques ou un chargement très rapide qui peut engendrer le phénomène de liquéfaction ; cela modifie donc le régime de l'écoulement permanent décrit précédemment.

En se basant de cette hypothèse et sur le raisonnement précédent, les contraintes effectives et les contraintes totales seront calculées dans ce qui suit en utilisant respectivement la densité déjaugée et la densité saturée.

5.2.2 L'écoulement dans les argiles

Lorsque l'argile est saturée, le drainage s'effectue lentement. Le barrage que nous proposons est un barrage à noyau argileux compacté et étanche.Les argiles sont souvent considérées comme imperméable car les débits d'eau qui y circulent sont négligeables et leur perméabilité est très faible. Par ce que plus les sols sont fins, plus les pores sont petits, et plus le coefficient de perméabilité est petit. D'un autre côté, plus un sol est dans un état de compacité élevée, plus sa porosité est faible. L'espace dans lequel l'eau peut circuler étant réduit, donc le sol est moins perméable.

5.3 Adaptation du calcul de Sarma à la méthode des blocs

Les analyses des problèmes de stabilité à long terme sont plus simples que les analyses à court terme, par ce qu'elles impliquent toujours l'utilisation des caractéristiques drainées. Dans ce cas, on fait appel à l'analyse par contraintes effectives et c'est une méthode généralement applicable pour analyser tout type de problème de stabilité. Dans la pratique, l'usage de cette méthode est limité dans le cas où les pressions d'eau sont mesurées ou peuvent être estimées avec une exactitude raisonnable telle que la stabilité à long terme. Par contre les analyses des problèmes de stabilité à court terme impliquent un chargement non drainé. Le calcul correspondant à cette situation, peut généralement être établi en utilisant deux manières soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives, où la pression interstitielle est prise en compte à part. Toute la difficulté dans ce calcul réside dans le fait que la détermination exacte de la surpression interstitielle sismique réelle "ΔU" n'est pas une tâche facile ; sachant que l'accroissement de cette surpression "ΔU" peut conduire à une situation de non stabilité du parement amont du barrage.

L'eau interstitielle remplissant les interstices du sol pulvérulent de la recharge amont, ne peut se drainer lors d'un séisme, du fait que la durée de la secousse sismique est très courte. Le comportement du sol, dans cette partie du barrage, doit être alors considéré comme comportement à court terme, où le surplus de pressions interstitielles "ΔU" dû au séisme ne peut se dissiper. Les caractéristiques mécaniques du sol, que l'on doit prendre en compte, pour étudier ce comportement sont par conséquent des caractéristiques non drainées. Principalement, le problème de sélection des caractéristiques est plus important que le choix de la méthode utilisée pour l'analyse de la stabilité.

5.3.1 Calcul des contraintes

Nous considérons une répartition linéaire des contraintes sur chaque face et les contraintes seront calculées au milieu de chacune de ces faces.

5.3.1.1 Cas statique

Le calcul peut être fait facilement en contraintes effectives.

1)-Bloc I :

Les contraintes effective normale et tangentielle valent :

- Facette "OC" :

$$\begin{cases} \sigma'_{oNI} = \dfrac{N_{oI}}{OC} \\ \tau_{oI} = \dfrac{K_I}{OC} + \dfrac{N_{oI}}{OC}\, tg\varphi'_{oNC} \end{cases} \tag{78}$$

En remplaçant "K'_I" et "N_{oI}" par leurs expressions nous aurons :

$$\begin{cases} \sigma'_{oNI} = \dfrac{W_I \cos(\varphi'_{oC} - \delta) + C'_{NC} L' \sin((\varphi'_{oC} - \delta) - \alpha_1)}{L\cos[(\varphi'_{oC} - \delta) - \alpha_1] - tg\varphi'_{oNC}\, \sin\,[(\varphi'_{oC} - \delta) - \alpha_1]} \\ \tau_{oI} = C'_{NC} + tg\varphi'_{oNC}\sigma'_{oNI} \end{cases} \tag{79}$$

- Facette "OB" :

$$\begin{cases} \sigma'_{oNI_B} = \dfrac{P_{oI}}{OB} \cos\varphi'_{oC} \\ \tau_{oI_B} = \dfrac{P_{oI}}{OB} \sin\varphi'_{oC} \end{cases} \tag{80}$$

En remplaçant "P_{oI}" par son expression nous aurons :

$$\begin{cases} \sigma'_{oNI_B} = \dfrac{\cos\varphi'_{oC}\left(C'_{NC}L - W_I\left(\sin\alpha_1 - \cos\alpha_1 tg\varphi'_{oNC}\right)\right)}{L''\sin\left(\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_1\right)tg\varphi'_{oNC} - \cos\left(\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_1\right)} \\ \tau_{oI_B} = tg\varphi'_{oC}\sigma'_{oNI_B} \end{cases} \quad (81)$$

2)-Bloc II :

Les contraintes effective normale et tangentielle sont :

- Facette "OA" :

$$\begin{cases} \sigma'_{oNII} = \dfrac{N_{oII}}{OA} \\ \tau_{oII} = \dfrac{N_{oII}}{OA} tg\varphi'_{oC} \end{cases} \quad (82)$$

En remplaçant "N_{oII}" par son expression (déterminée en détail en annexe A) nous aurons :

$$\begin{cases} \sigma'_{oNII} = \dfrac{W_{II}\cos\left(\varphi'_{oC} - \delta\right)}{L'\cos\left(\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right) - tg\varphi'_{oC}\ \sin\left(\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right)} \\ \tau_{oII} = \sigma'_{oNII}\ tg\varphi'_{oC} \end{cases} \quad (83)$$

- Facette "OB" :

$$\begin{cases} \sigma'_{oNII_B} = \dfrac{P_{oII}}{OB}\cos\varphi'_{oC} \\ \tau_{oII_B} = \dfrac{P_{oII}}{OB}\sin\varphi'_{oC} \end{cases} \quad (84)$$

"P_{oI}" remplacée par son expression nous aurons :

$$\begin{cases} \sigma'_{oNIIB} = \dfrac{\cos\varphi'_{oC}W_{II}\left(tg\varphi'_{oC}\cos\alpha_2 - \sin\alpha_2\right)}{L''\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right] - tg\varphi'_{oC}\sin\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right]} \\ \tau_{oNIIB} = \sigma'_{oNIIB}tg\varphi'_{oC} \end{cases} \quad (85)$$

Nous admettons comme l'a fait "Sarma" que la réparation des contraintes sur une facette de rupture potentielle est identique au cas où " φ' " serait égal à "φ'_{oC}"

dans la recharge et à "φ'_{oNC}" dans le noyau argileux. Nous pouvons alors déterminer les contraintes principales effectives sur chaque facette des blocs en appliquant les formules établies dans la méthode de "Sarma".

1)-Bloc I :

Les contraintes principales effectives majeures et mineures valent respectivement :

- Facette "OC" :

$$\begin{cases} \sigma'_{oI_1} = \sigma'_{oNI} + \tau_{oI}\left(tg\varphi'_{oNC} + \dfrac{1}{\cos\varphi'_{oNC}} \right) \\ \sigma'_{oI_3} = \sigma'_{oNI} + \tau_{oI}\left(tg\varphi'_{oNC} - \dfrac{1}{\cos\varphi'_{oNC}} \right) \end{cases} \qquad (86)$$

- Facette "OB" :

$$\begin{cases} \sigma'_{oI_{1B}} = \sigma'_{oNI_B} + \tau_{oI_B}\left(tg\varphi'_{oC} + \dfrac{1}{\cos\varphi'_{oC}} \right) \\ \sigma'_{oI_{3B}} = \sigma'_{oNI_B} + \tau_{oI_B}\left(tg\varphi'_{oC} - \dfrac{1}{\cos\varphi'_{oC}} \right) \end{cases} \qquad (87)$$

2)-Bloc II :

De la même manière nous aurons :

- Facette "OA" :

$$\begin{cases} \sigma'_{oI_1} = \sigma'_{oNII} + \tau_{oII}\left(tg\varphi'_{oC} + \dfrac{1}{\cos\varphi'_{oC}} \right) \\ \sigma'_{oI_3} = \sigma'_{oNII} + \tau_{oII}\left(tg\varphi'_{oC} - \dfrac{1}{\cos\varphi'_{oC}} \right) \end{cases} \qquad (88)$$

- Facette "OB" :

$$\begin{cases} \sigma'_{oII_{1B}} = \sigma'_{oNII_B} + \tau_{oII_B}\left(tg\varphi'_{oC} + \dfrac{1}{\cos\varphi'_{oC}} \right) \\ \sigma'_{oII_{3B}} = \sigma'_{oNII_B} + \tau_{oII_B}\left(tg\varphi'_{oC} - \dfrac{1}{\cos\varphi'_{oC}} \right) \end{cases} \qquad (89)$$

Les contraintes principales effectives sont maintenant connues, nous pouvons alors déduire les contraintes principales totales s'exerçant sur chaque facette.

1)-Bloc I :

Les contraintes principales totales majeures et mineures sont respectivement :

- Facette "OC" :

$$\begin{cases} \sigma_{oI_1} = \sigma'_{oI_1} + \left(\dfrac{U_C + U_o}{2}\right) = \sigma'_{oI_1} + U_{oI} \\ \sigma_{oI_3} = \sigma'_{oI_3} + \left(\dfrac{U_C + U_o}{2}\right) = \sigma'_{oI_3} + U_{oI} \end{cases} \tag{90}$$

Tel que "U_C" et "U_o" sont respectivement les pressions interstitielles au niveau des points "C" et "O".

- Facette "OB" :

$$\begin{cases} \sigma_{oI_{1B}} = \sigma'_{oI_{1B}} + \left(\dfrac{U_B + U_o}{2}\right) = \sigma'_{oI_{1B}} + U_{oI_B} \\ \sigma_{oI_{3B}} = \sigma'_{oI_{3B}} + \left(\dfrac{U_B + U_o}{2}\right) = \sigma'_{oI_{3B}} + U_{oI_B} \end{cases} \tag{91}$$

Tel que "U_B" représente la pression interstitielle au niveau du point "B".

2)-Bloc II :

De la même façon nous aurons :

- Facette "OA" :

$$\begin{cases} \sigma_{oII_1} = \sigma'_{oII_1} + \left(\dfrac{U_A + U_o}{2}\right) = \sigma'_{oII_1} + U_{oII} \\ \sigma_{oII_3} = \sigma'_{oII_3} + \left(\dfrac{U_A + U_o}{2}\right) = \sigma'_{oII_3} + U_{oII} \end{cases} \tag{92}$$

Tel que "U_A" est la pression interstitielle au point "A".

- Facette "OB" :

$$\begin{cases} \sigma_{oII_{1B}} = \sigma'_{oII_{1B}} + \left(\dfrac{U_B + U_0}{2}\right) = \sigma'_{oII_{1B}} + U_{oII} \\ \sigma_{oII_{3B}} = \sigma'_{oII_{3B}} + \left(\dfrac{U_B + U_0}{2}\right) = \sigma'_{oII_{3B}} + U_{oII} \end{cases} \tag{93}$$

5.3.1.2 Cas dynamique

Du fait qu'il est impossible, Comme nous l'avons expliqué précédemment, d'évaluer dans le cas dynamique directement les contraintes effectives, nous évaluerons donc les contraintes totales :

1)-Bloc I :

- Facette "OC" :

Ayant "N_{dI}", nous pouvons tirer la contrainte totale dynamique normale et la contrainte tangentielle dynamique s'exerçant sur la facette "OC" :

$$\begin{cases} \sigma_{dNI} = \dfrac{N_{dI}}{OC} \\ \tau_{dI} = \dfrac{K_I}{OC} + \dfrac{N_{dI}}{OC} \, tg\varphi_{dNC} \end{cases} \tag{94}$$

En remplaçant "N_{dI}" et "K_I" par leurs expressions qui sont détaillées en annexe A nous aurons :

$$\begin{cases} \sigma_{dNI} = \dfrac{1}{L} \dfrac{W_I \cos(\varphi_{dC} - \delta) + C_{NC} \, L \sin[(\varphi_{dC} - \delta) - \alpha_1] - k_C \, W_I \sin(\varphi_{dC} - \delta)}{\cos[(\varphi_{dC} - \delta) - \alpha_1] - tg\varphi_{dNC} \sin[(\varphi_{dC} - \delta) - \alpha_1]} \\ \tau_{dI} = C_{NC} + \sigma_{dNI} tg\varphi_{dNC} \end{cases} \tag{95}$$

$$C_{NC} = \frac{C_N}{F_d} \tag{96}$$

Tel que "F_d" est le facteur de sécurité dynamique et "k" est un coefficient sismique. Puisque nous sommes dans le cas dynamique, l'action sismique est rajoutée à l'équilibre aux charges appliquées (le calcul est présenté en détaille en annexe A).

- Facette "OB" :

Ayant "P_{dI}" nous pouvons tirer la contrainte totale dynamique normale et la contrainte dynamique tangentielle qui s'exercent sur la facette "OB" :

$$\begin{cases} \sigma_{dNI_B} = \dfrac{P_{dI}}{OB}\cos\varphi_{dC} \\ \tau_{dI_B} = \dfrac{P_{dI}}{OB}\sin\varphi_{dC} \end{cases} \tag{97}$$

En remplaçant "P_{dI}" par son expression nous aurons :

$$\begin{cases} \sigma_{dNI_B} = \dfrac{1}{L}\dfrac{\cos\varphi_{dC}\left(C_{NC}L - W_I\left(\sin\alpha_1 - \cos\alpha_1 tg\varphi_{dNC} + k_C\left(\cos\alpha_1 - \sin\alpha_1 tg\varphi_{dNC}\right)\right)\right)}{\sin\left[\left(\varphi_{dC} - \delta\right) - \alpha_1\right]tg\varphi_{dNC} - \cos\left[\left(\varphi_{dC} - \delta\right) - \alpha_1\right]} \\ \tau_{dI_B} = \sigma_{dNI_B} tg\varphi_{dC} \end{cases} \tag{98}$$

2)-Bloc II :

Avec la même procédure ayant "N_{dII}" et "P_{dII}" nous pouvons déterminer les contraintes dynamiques totales normales et tangentielles qui s'appliquent sur la facette "OA" et "OB" du bloc II :

- Facette "OA" :

$$\begin{cases} \sigma_{dNII} = \dfrac{N_{dII}}{OA} \\ \tau_{dII} = \dfrac{N_{dII}}{OA}\, tg\varphi_{dC} \end{cases} \tag{99}$$

"N_{dII}" remplacée par son expression déterminée en annexe A nous obtiendrons :

$$\begin{cases} \sigma_{dNII} = \dfrac{1}{L'}\dfrac{W_{II}\cos\left(\varphi_{dC} - \delta\right) - k_C W_{II}\sin\left(\varphi_{dC} - \delta\right)}{\cos\left[\left(\varphi_{dC} - \delta\right) - \alpha_2\right] - tg\varphi_{dC}\sin\left[\left(\varphi_{dC} - \delta\right) - \alpha_2\right]} \\ \tau_{dII} = tg\varphi_{dC}\sigma_{dNII} \end{cases} \tag{100}$$

- Facette "OB" :

$$\begin{cases}\sigma_{dNII_B} = \dfrac{P_{dII}}{OB}\cos\varphi_{dC} \\ \tau_{dNII_B} = \dfrac{P_{dII}}{OB}\sin\varphi_{dC}\end{cases} \tag{101}$$

"P_{dII}" remplacée par son expression nous aurons :

$$\begin{cases}\sigma_{dNII_B} = \dfrac{1}{L''}\dfrac{\cos\varphi_{dC} W_{II}\left[\left(\cos\alpha_2 - k_C\sin\alpha_2\right)tg\varphi_{dC} - \left(\sin\alpha_2 + k_C\cos\alpha_2\right)\right]}{\cos\left[\left(\varphi_{dC} - \delta\right) - \alpha_2\right] - tg\varphi_{dC}\sin\left[\left(\varphi_{dC} - \delta\right) - \alpha_2\right]} \\ \tau_{dNII_B} = tg\varphi_{dC}\ \sigma_{dNII_B}\end{cases} \tag{102}$$

Par la même méthode que dans le cas statique, nous déterminons les contraintes principales totales mais cette fois-ci avec "F" égal "F_d" qui est le facteur de sécurité dynamique et une inclinaison "φ_c" égal "φ_{dc}" (ou "φ_{dNc}" pour le noyau argileux), alors que dans le cas statique, nous avons pris "F" égal "F_o" qui représente le facteur de sécurité statique et "φ_c" égal "φ_{oc}" (ou "φ_{oNc}" pour le noyau).

1)-Bloc I :

Les contraintes principales totales majeures et mineures respectivement valent :

- Facette "OC":

$$\begin{cases}\sigma_{dI_1} = \sigma_{dNI} + \tau_{dI}\left(tg\varphi\ \varphi_{dNC} + \dfrac{1}{\cos\varphi_{dNC}}\right) \\ \sigma_{dI_3} = \sigma_{dNI} + \tau_{dI}\left(tg\ \varphi_{dNC} - \dfrac{1}{\cos\varphi_{dNC}}\right)\end{cases} \tag{103}$$

- Facette "OB":

$$\begin{cases}\sigma_{dI_{1B}} = \sigma_{dNI_B} + \tau_{dI_B}\left(tg\varphi\ \varphi_{dC} + \dfrac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right) \\ \sigma_{dI_{3B}} = \sigma_{dNI_B} + \tau_{dI_B}\left(tg\ \varphi_{dC} - \dfrac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right)\end{cases} \tag{104}$$

2)-Bloc II:

De la même façon nous aurons :

- Facette "OA":

$$\begin{cases} \sigma_{dII_1} = \sigma_{dNII} + \tau_{dII}\left(tg\varphi\ \varphi_{dC} + \dfrac{1}{\cos\varphi_{dC}} \right) \\ \sigma_{dII_3} = \sigma_{dNII} + \tau_{dII}\left(tg\ \varphi_{dC} - \dfrac{1}{\cos\varphi_{dC}} \right) \end{cases} \qquad (105)$$

- Facette "OB":

$$\begin{cases} \sigma_{dII_{1B}} = \sigma_{dNII_B} + \tau_{dII_B}\left(tg\varphi\ \varphi_{dC} + \dfrac{1}{\cos\varphi_{dC}} \right) \\ \sigma_{dII_{3B}} = \sigma_{dNII_B} + \tau_{dII_B}\left(tg\ \varphi_{dC} - \dfrac{1}{\cos\varphi_{dC}} \right) \end{cases} \qquad (106)$$

5.3.2- Calcul de l'accroissement de la pression interstitielle

Les contraintes principales totales dynamiques et statiques sont maintenant connues, nous pouvons donc déduire les variations de contraintes sur chaque facette de rupture des blocs.

1)-Bloc I:

- Facette "OC":

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{I_1} = \sigma_{dI_1} - \sigma_{oI_1} \\ \Delta\sigma_{I_3} = \sigma_{dI_3} - \sigma_{oI_3} \end{cases} \qquad (107)$$

- Facette "OB" :

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{I_{1B}} = \sigma_{dI_{1B}} - \sigma_{oI_{1B}} \\ \Delta\sigma_{I_{3B}} = \sigma_{dI_{3B}} - \sigma_{oI_{3B}} \end{cases} \qquad (108)$$

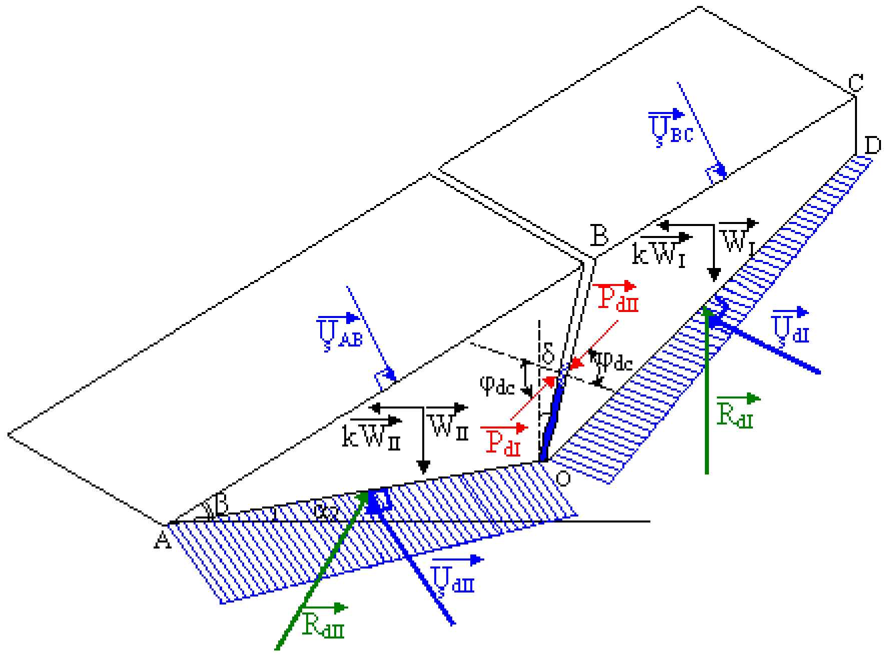


Figure 5.2 *: Schéma des pressions interstitielles*.

2)-Bloc II :

- Facette "OA" :

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{II_1} = \sigma_{dII_1} - \sigma_{oII_1} \\ \Delta\sigma_{II_3} = \sigma_{dII_3} - \sigma_{oII_3} \end{cases} \quad (109)$$

- Facette "OB" :

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{II_{1B}} = \sigma_{dII_{1B}} - \sigma_{oII_{1B}} \\ \Delta\sigma_{II_{3B}} = \sigma_{dII_{3B}} - \sigma_{oII_{3B}} \end{cases} \quad (110)$$

Ce qui nous permettra finalement d'évaluer les surpressions interstitielles dues au séisme, sur chaque face de rupture des blocs, en utilisant la formule de "Skempton" :

1)-Bloc I :

- Facette "OC" :

$$\Delta U_I = B_N \left[\, \Delta\sigma_{I_3} + A_N \left(\Delta\sigma_{I_1} - \Delta\sigma_{I_3} \right) \right] \quad (111)$$

Tel que "A_N" et "B_N" sont les coefficients de pression interstitielle du noyau. En remplaçant chaque terme par son expression nous aurons "ΔU_I" suivante :

$$\Delta U_I = B_N\left[\left(\sigma_{dNI} - \sigma'_{oNI}\right) + \left[tg\varphi_{dNC} - \left(1 - 2A_N\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dNC}}\right]\tau_{dI} - \left[tg\varphi'_{oNC} - \left(1 - 2A_N\right)\frac{1}{\cos\varphi'_{oNC}}\right]\tau_{oI} - \left(\frac{U_C + U_o}{2}\right)\right] \quad (112)$$

- Facette "OB" :

$$\Delta U_{I_B} = B_R\left[\ \Delta\sigma_{I_{3B}} + A_R\left(\Delta\sigma_{I_{1B}} - \Delta\sigma_{I_{3B}}\right)\ \right] \quad (113)$$

Tel que "A_R" et "B_R" sont les coefficients de pression interstitielle de la recharge. De la même façon après toute simplification nous aurons :

$$\Delta U_{I_B} = B_R\left[\left(\sigma_{dNI_B} - \sigma'_{dNI_B}\right) + \left[tg\varphi_{dC} - \left(1 - 2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right]\tau_{dI_B} - \left[tg\varphi'_{oC} - \left(1 - 2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi'_{oNC}}\right]\tau_{oI_B} - \left(\frac{U_B + U_o}{2}\right)\right] \quad (114)$$

2)-Bloc II:

- Facette "OA":

$$\Delta U_{II} = B_R\left[\ \Delta\sigma_{II_3} + A_N\left(\Delta\sigma_{II_1} - \Delta\sigma_{II_3}\right)\ \right] \quad (115)$$

De la même manière après toute simplification nous aurons :

$$\Delta U_{II} = B_R\left[\left(\sigma_{dNII} - \sigma'_{dNII}\right) + \left[tg\varphi_{dC} - \left(1 - 2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right]\tau_{dII} - \left[tg\varphi'_{oC} - \left(1 - 2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi'_{oC}}\right]\tau_{oII} - \left(\frac{U_B + U_o}{2}\right)\right] \quad (116)$$

- Facette "OB":

$$\Delta U_{II_B} = B_R\left[\ \Delta\sigma_{II_{3B}} + A_R\left(\Delta\sigma_{II_{1B}} - \Delta\sigma_{II_{3B}}\right)\ \right] \tag{117}$$

$$\Delta U_{II_B} = B_R\left[\left(\sigma_{dNII_B} - \sigma'_{dNII_B}\right) + \left[tg\varphi_{dC} - \left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right]\tau_{dII_B} - \left[tg\varphi'_{oC} - \left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi'_{oNC}}\right]\tau_{oII_B} - \left(\frac{U_B+U_o}{2}\right)\right] \tag{118}$$

5.4 Conclusion

Dans le cadre de cette contribution, la méthodologie adoptée par Sarma, a été utilisée pour l'évaluation du surplus de pressions interstitielle généré pendant un séisme. Lors de la première étape, nous avons traité la stabilité sous chargement statique pour déduire les contraintes totales statiques le long de la surface de glissement. Au niveau de la deuxième étape, nous avons étudié la stabilité sous chargement sismique, qui nous a permis de déterminer les contraintes totales dynamiques le long de cette surface. La différence entre les contraintes totales dynamiques et les contraintes totales statiques, permet l'évaluation du surplus de contraintes totales "$\Delta\sigma$" dû à un chargement sismique. En insérant cette valeur dans la relation de Skempton (1954), nous avons évalué la surpression interstitielle "ΔU" générée par l'effet sismique dans un sol pulvérulent. Il s'agira dans ce qui suit de prendre en compte cette évaluation dans l'analyse de la stabilité dynamique.

CHAPITRE 6 : ANALYSE DE LA STABILITE SOUS CHARGEMENT SISMIQUE

6.1 Introduction

Depuis plus d'un demi-siècle, les problèmes de stabilité sismique des pentes restent un sujet majeur dans le domaine de la géotechnique. Au cours de cette période, les méthodes d’analyse ont évolué des méthodes l'équilibre limite intégrant des accélérations pseudo-statiques vers des méthodes plus avancées de calcul des déplacements permanents. Actuellement, Une variété d'outils de calcul des déplacements est disponible, allant des méthodes de blocs dérivées des propositions de Newmark jusqu'aux analyses dynamiques

Les structures de barrages en terre sont très importantes pour le développement de la société humaine depuis le début de la civilisation. Malgré le développement important de l'ingénierie géotechnique, il a été observé que les tremblements de terre continuent de provoquer la rupture de nombreux barrages et, dans certains cas, entraînent des destructions catastrophiques (Tani, 1996). Le tremblement de terre de Tohoku, survenu au large de la côte pacifique en 2011, a endommagé environ 750 barrages parmi les 3 730 petits barrages en terre de la préfecture de Fukushima; les modes de rupture observés comprenaient la rupture par glissement et la déformation latérale des remblais (Hori et al., 2012 ; Mohri et al., 2014). Jusqu'à présent, les travaux de recherche sont toujours en cours; même si certaines questions sont résolues, d’autres demeurent, et la conception sismique complète d’un barrage en terre reste une question ouverte.

Deux approches sont généralement employées pour étudier la stabilité sismique des barrages en terre : la première est une analyse pseudo-statique où l'effet sismique est supposé agir sur le barrage comme une force ponctuelle équivalente ; par la suite, un calcul du facteur de sécurité est effectué. Étant donné que cette méthode représente moins la réalité, une autre approche est proposée afin d’élaborer de meilleures approximations est celle qui évalue les mouvements permanents du barrage provoqués par les secousses sismiques. Donc, nous avons poussé l’étude en utilisant la deuxième approche qui consiste à déterminer le déplacement permanent de la masse glissante, par l’intégration des incréments de mouvement, et cela en appliquant un accélérogramme à la base de l’ovrage.

6.2 Analyse pseudo-statique par la méthode des blocs

Pendant plus de cinquante ans, la méthode pseudo-statique a été la méthode dominante pour étudier la stabilité dynamique des talus et des ouvrages en remblai. Cette méthode demeure encore largement utilisée dans la pratique. Elle représente l'approche la plus simple pour analyser l'instabilité inertielle des pentes d'un barrage sous l'action sismique.

L'approche pseudo-statique simule l'effet transitoire d'un séisme en introduisant des accélérations horizontales et verticales constantes et homogènes dans la masse de sol susceptible d'être instable. Il est prévu que les forces d'inertie ainsi générées sont destinées à agir suivant les directions les plus critiques qui déstabilisent la pente du barrage. Ces forces sont appliquées au centre de gravité de la masse glissante .Les amplitudes de ces forces sont exprimées au moyen des coefficients sismiques kh et kv qui représentent le rapport de ces forces d'inertie avec le poids du volume potentiellement instable W. Les efforts appliqués sur une masse potentielle de glissement délimitée par une surface de rupture plane sont montrés par la figure 6.1. La résolution des équations d'équilibre des forces ou des moments pour ce volume instable permet d'estimer le coefficient pseudo-statique critique associé à une surface potentielle de rupture pour lequel le facteur de sécurité devient inférieur à 1.

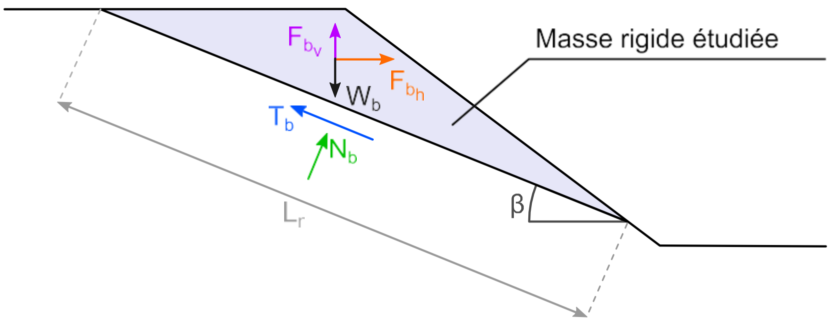


Figure 6.1 *:* Bilan des forces appliquées sur une masse glissante.

La majorité des études dynamiques sur le comportement des structures en terre abordant l'amplification des accélérations sismiques ont été réalisées en prenant en compte uniquement la composante horizontale du séisme. Historiquement, seuls les efforts horizontaux sont pris en considération. Il en est ainsi dans la plupart des pratiques à l'état actuel, d'autant plus que, d'après plusieurs auteurs, (Sarma, 1975; Matsumoto, 2010; Gazetas et al., 2012), la prise en compte de la composante verticale des efforts d'inertie ne modifie pas le diagnostic. En effet, le mouvement vertical de la masse glissante n'a pas d'influence considérable sur la sécurité de l'ouvrage.Sous l'effet d'un séisme, les efforts horizontaux générés peuvent conduire au développement de contraintes dépassant temporairement la résistance du sol et provoquer ainsi une rupture par cisaillement. La méthode pseudo-statique reste toujours utilisée comme première approche, les travaux de Hynes-Griffin et Franklin (1984) recommandent son application pour détecter les barrages susceptibles d'avoir des problèmes d'instabilité.

6.3 Développement du calcul dans le cas dynamique

La méthode pseudo-statique est souvent utilisée pour analyser la stabilité des barrages en terre. Au niveau de cette méthode, la force sismique est remplacée par une force égale au produit du coefficient sismique horizontal par le volume du bloc glissant.

Le facteur de sécurité, par définition, correspond à la proportion des forces résistantes au cisaillement par rapport aux forces motrices qui entraînent le cisaillement.

Du fait que la secousse sismique se réalise tellement vite, nous pouvons considérer que l'eau n'aura pas le temps de se dissiper aussi bien dans le noyau argileux que dans le sable constituant la recharge. Par conséquent, le barrage serait dans des conditions non drainées et la résistance au cisaillement dans ce cas dynamique doit prendre en compte les caractéristiques totales du sol.

En prenant en considération ces observations, le calcul dans le contexte dynamique est le suivant :

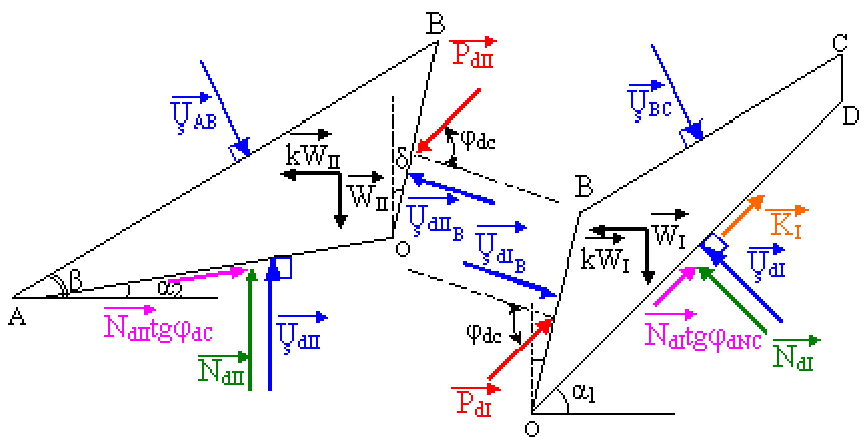


***Figure 6.2** : Schéma des forces dynamiques agissant sur les deux blocs*.

Tel que "$U_{s\,dI}$", "$U_{s\,dII}$","$U_{s\,dI_B}$","$U_{s\,dII_B}$","$U_{s\,AB}$"et "$U_{s\,BC}$" sont les poussées d'eau dynamiques sur les facettes correspondantes.

A l'équilibre nous avons : $\sum \vec{F} = \vec{0}$

1)- Bloc I:

- Projection horizontale :

$$N_{dI}\sin\alpha_1 + U_{s\,dI}\sin\alpha_1 - P_{dI}\cos(\varphi_{dC} - \delta) + kW_I - U_{s\,dI_B}\cos\delta - U_{BC}\sin\beta = K_I\cos\alpha_1 + N_{dI}\,tg\varphi_{dNC}\cos\alpha_1 \quad (119)$$

- Projection verticale :

$$N_{dI}\cos\alpha_1 + U_{s\,dI}\cos\alpha_1 + P_{dI}\sin(\varphi_{dC} - \delta)_I - U_{s\,dI_B}\sin\delta - U_{s\,BC}\cos\beta = W_I - K_I\sin\alpha_1 - N_{dI}\,tg\varphi_{dNC}\sin\alpha_1 \quad (120)$$

Après tout calcul fait (détaillé en annexe A) nous aurons :

$$P_{dI} = \frac{W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1) - k_I - U_{s\,dI_B}\cos(\alpha_1 + \delta) + U_{s\,BC}\sin(\alpha_1 - \beta)}{\sin[(\varphi_{dC} - \delta) - \alpha_1]\,tg\varphi_{dNC} - \cos[(\varphi_{dC} - \delta) - \alpha_1]} \quad (121)$$

2)- Bloc II :

De la même façon, nous aurons :

$$P_{dII} = \frac{\begin{bmatrix} W_{II}\left[tg\varphi_{dC}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2) - (\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\right] - U_{s\,dIIB}\,tg\varphi_{dC} - U_{s\,dIIB}\left[\cos(\alpha_2+\delta) + \sin(\alpha_2+\delta)\,tg\varphi_{dC}\right] \\ -U_{s\,AB}\left[\sin(\alpha_2-\beta) - \cos(\alpha_2-\beta)\,tg\varphi_{dC}\right] \end{bmatrix}}{\left[\cos\left[(\varphi_{dC}-\delta)-\alpha_2\right] - tg\phi_{dC}\sin\left[(\varphi_{dC}-\delta)-\alpha_2\right]\right]} \quad (122)$$

En égalisant les deux expressions de "P_d" et en faisant :

$$K_I = \frac{C_N}{F_d} L \quad (123)$$

$$tg\varphi_{dC} = \frac{tg\varphi}{F_d} \quad (124)$$

Et après toute simplification faite, nous aurons l'équation finale suivante :

$$\mathrm{II} - \mathrm{I} = 0 \tag{125}$$

Tel que II et I sont :

$$\begin{aligned}\mathrm{II} = &\left[P_1\cos(\delta+\alpha_1)^2\right]F_d^7 + \left[P_2\cos(\delta+\alpha_1)^2 + P_1\,2\,\mathrm{tg}\varphi\sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1)\right]F_d^6\\ &\left[P_3\cos(\delta+\alpha_1)^2 + P_2\,2\,\mathrm{tg}\varphi\sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1) + P_1\sin(\delta+\alpha_1)^2\,\mathrm{tg}\varphi^2\right]F_d^5 +\\ &\left[P_4\cos(\delta+\alpha_1)^2 + P_3\,2\,\mathrm{tg}\varphi\sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1) + P_2\sin(\delta+\alpha_1)^2\,\mathrm{tg}\varphi^2\right]F_d^4 +\\ &\left[P_5\cos(\delta+\alpha_1)^2 + P_4\,2\,\mathrm{tg}\varphi\sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1) + P_3\sin(\delta+\alpha_1)^2\,\mathrm{tg}\varphi^2\right]F_d^3 +\\ &\left[P_5\,2\,\mathrm{tg}\varphi\sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1) + P_5\sin(\delta+\alpha_1)^2\,\mathrm{tg}\varphi^2\right]F_d^2 + \left[P_5\sin(\delta+\alpha_1)^2\,\mathrm{tg}\varphi^2\right]F_d\end{aligned} \tag{126}$$

Tel que P_1, P_2, P_3, P_4, P_5 sont :

$$\begin{aligned}P_1 = &-W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2) - (B_R D_2 L'')\cos(\delta+\alpha_2)^2 + B_R W_{II}\\ &(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)^2 - U_{AB} L_2\, 2\sin(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\end{aligned} \tag{127}$$

$$\begin{aligned}P_2 = &+W_{II}\left[(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi - 2(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi\right] -\\ &(B_R D_1 L')\cos(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi - B_R W_{II}(\cos\delta + k\sin\delta)\,\mathrm{tg}\varphi - (B_R D_2 L'')\\ &3\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi - B_R W_{II}(\mathrm{co}\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi + B_R W_{II}\\ &(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\mathrm{tg}\varphi - B_R W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\\ &\mathrm{tg}\varphi - U_{AB} L_2\, 2\sin(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi + U_{AB} L_2\cos(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi\end{aligned} \tag{128}$$

$$\begin{aligned}P_3 = &+W_{II}\,2(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi^2 + W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\mathrm{tg}\varphi^2\\ &-2\times(B_R D_1 L')\,\mathrm{tg}\varphi^2 - B_R W_{II}(\sin\delta - k\cos\delta)\,\mathrm{tg}\varphi^2 + B_R W_{II}(\cos\delta + k\sin\delta)\\ &(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\,\mathrm{tg}\varphi^2 - (B_R D_2 L'')\left[2\sin(\delta+\alpha_2)^2 - \cos(\delta+\alpha_2)^2\right]\mathrm{tg}\varphi^2\\ &+B_R W_{II}(\mathrm{co}\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\,\mathrm{tg}\varphi^2 - B_R W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\\ &\cos(\delta+\alpha_2)\mathrm{tg}\varphi^2 - B_R W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\,(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\,\mathrm{tg}\varphi^2 + U_{AB} L_2\\ &\sin(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi^2 + U_{AB} L_2\, 2\cos(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi^2\end{aligned}$$

(129)

$$P_4 = -W_{II}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^3 + (B_R D_1 L^{'})\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^3 - B_R W_{II}$$
$$(\cos\delta + k\sin\delta)\,tg\varphi^3 + B_R W_{II}(\sin\delta - k\cos\delta)(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}tg\varphi^3 + (B_R D_2 L^{''})$$
$$\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^3 - B_R W_{II}(co\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^3 + B_R W_{II}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2)$$
$$\sin(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}tg\varphi^3 + B_R W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^3 - U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)$$
$$\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^3 \tag{130}$$

$$P_5 = -B_R W_{II}(\sin\delta - k\cos\delta)\,tg\varphi^4 - B_R W_{II}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^4 \tag{131}$$

$$I = \left[P_1^{'}\cos(\delta+\alpha_2)^2\right]F_d^7 + \left[P_2^{'}\cos(\delta+\alpha_2)^2 + P_1^{'}4tg\varphi\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\right]F_d^6 + \left[P_3^{'}\cos(\delta+\alpha_2)^2\right.$$
$$+ P_2^{'}4tg\varphi\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2) + P_1^{'}\left(4\sin(\delta+\alpha_2)^2 - 2\cos(\delta+\alpha_2)^2 tg\varphi^2\right)\Big]F_d^5 + \left[P_4^{'}\cos(\delta+\alpha_2)^2\right.$$
$$+ P_3^{'}4tg\varphi\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2) + P_2^{'}\left(4\sin(\delta+\alpha_2)^2 - 2\cos(\delta+\alpha_2)^2\right)tg\varphi^2 - P_1^{'}4tg\varphi^3\sin(\delta+\alpha_2)$$
$$\cos(\delta+\alpha_2)\Big]F_d^4 + \Big[P_4^{'}4tg\varphi\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2) + P_3^{'}\left(4\sin(\delta+\alpha_2)^2 - 2\cos(\delta+\alpha_2)^2\right)tg\varphi^2$$
$$- P_2^{'}4\,tg\varphi^3\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2) + P_1^{'}tg\varphi^4\cos(\delta+\alpha_2)^2\Big]F_d^3 + \Big[P_4^{'}\left(4\sin(\delta+\alpha_2)^2 - 2\cos(\delta+\alpha_2)^2\right)$$
$$tg\varphi^2 - P_3^{'}4tg\varphi^3\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2) + P_2^{'}tg\varphi^4\cos(\delta+\alpha_2)^2\Big]F_d^2 + \Big[-P_4^{'}4tg\varphi^3\sin(\delta+\alpha_2)$$
$$\cos(\delta+\alpha_2) + P_3^{'}tg\varphi^4\cos(\delta+\alpha_2)^2\Big]F_d + \left[P_4^{'}tg\varphi^4\cos(\delta+\alpha_2)^2\right] \tag{132}$$

Tel que P'_1, P'_2, P'_3, P'_4 sont :

$$P_1^{'} = +W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1) - (B_R D_3 L^{''})\cos(\delta+\alpha_1)^2 - B_R W_I$$
$$(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1) + U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\cos(\delta+\alpha_1) \tag{133}$$

$$P_2^{'} = +W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi - C_N L\cos(\delta+\alpha_1) - (B_R D_3 L^{''})$$
$$\sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi - B_R W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}tg\varphi + \tag{134}$$
$$C_N B_R L\cos(\delta+\alpha_1) + U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi$$

$$P_3^{'} = -C_N L\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi - B_R W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi^2 - C_N B_R L\cos(\delta+\alpha_1)$$
$$(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}tg\varphi \tag{135}$$

$$P_4^{'} = +B_R\ C_N\ L\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi^2 \tag{136}$$

Sachant que :

$$D_1 = -\sigma'_{oNII} - \left[tg\varphi'_{oC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi'_{oC}} \right]\sigma'_{oNII} tg\varphi'_{oC} - U_{oII} \qquad (137)$$

$$D_2 = -\sigma'_{oNII_B} - \left[tg\varphi'_{oC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi'_{oC}} \right]\sigma'_{oNII_B} tg\varphi'_{oC} - U_{oII_B} \qquad (138)$$

$$D_3 = -\sigma'_{oNI_B} - \left[tg\varphi'_{oC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi'_{oC}} \right]\sigma'_{oNI_B} tg\varphi'_{oC} - U_{oI_B} \qquad (139)$$

$$(OA) = L' \qquad (140)$$

$$(OB) = L'' \qquad (141)$$

et $$\frac{1}{\cos\varphi_{dc}} = \sqrt{1+\left(\frac{tg\varphi}{F_d}\right)^2} \qquad (142)$$

La résolution de l’équation (125) de 7ème degré nous donne le facteur de sécurité dynamique "F_d".

6.4 Application de la méthode des blocs au calcul des déplacements

La méthode pseudo-statique reste toujours intéressante en raison de sa simplicité. Elle donne uniquement accès au calcul d’un facteur de sécurité, mais ne fournit pas l'ampleur des déformations irréversibles qui peuvent être générées. Lorsque le facteur de sécurité devient inférieur à "1", les méthodes pseudo-dynamiques permettent de renforcer et compléter l'analyse pseudo-statique par l’estimation des déplacements permanents. A partir du moment où le facteur de sécurité devient inférieur à "1" à un instant donné, le bloc glissant étudié devient instable et commence à glisser suivant le plan de glissement. Les déplacements irréversibles occasionnés n'entrainent cependant pas nécessairement la ruine de la structure du barrage, le glissement peut durer une fraction de seconde avant que le facteur de sécurité soit à nouveau supérieur à "1".

Pour déterminer ces déplacements, nous utilisons la méthodologie de "Sarma" qui est basée sur la méthode développée par "Newmark" (1965). Le principe de cette méthode s'agit d'obtenir les forces d’inertie en utilisant l’histoire du temps de l’accélération horizontale du mouvement à la base, introduite comme input. Le bloc rigide se met en mouvement relativement au plan incliné lorsque les forces provoquant le glissement dépassent les forces stabilisantes. Le déplacement est estimé par double intégration de l'accélération du bloc, comme le montre la figure 6.3 lorsque l'accélération dépasse l'accélération critique "γ_c" déterminée par l’analyse pseudo-statique décrite dans le paragraphe précédent. Donc la première étape de

"Sarma" consiste à déterminer l'accélération critique où cette accélération est l'accélération minimale requise pour rendre la pente instable. L'originalité de la méthode c'est qu'elle se distingue par l'introduction d'une accélération horizontale comme variable auxiliaire qui amène toutes les discontinuités actives à l'équilibre limite, ce qui permet de déterminer le facteur de sécurité et l'accélération critique minimal causant l'instabilité.

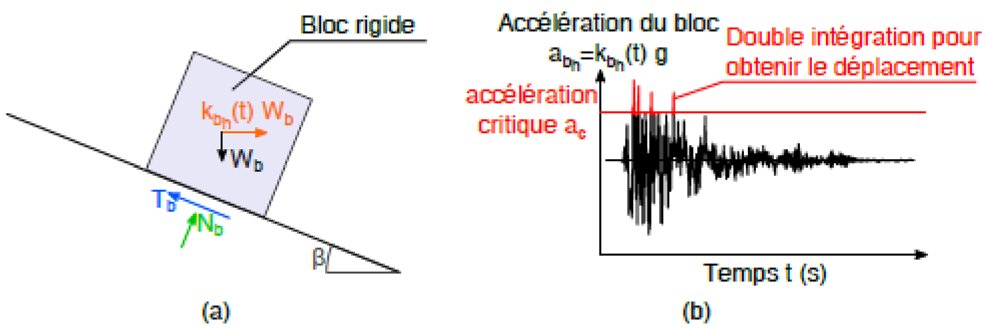


***Figure 6.3** : (a) Analogie entre masse potentielle de glissement et bloc sur plan incliné*

(b)Lien avec l'accélération critique et calcul du déplacement irréversible (Newmark, 1965).

L'accélération critique est telle que : $\gamma_c = k_c \times g$ (143)

"k_c" étant le coefficient sismique critique horizontal, qui mène à un facteur de sécurité égal à "1". Il est à noter que le coefficient sismique vertical est négligé car le mouvement vertical de la masse glissante n'a pas d'influence considérable sur la sécurité du barrage. Le calcul de "k_c", en faisant $F_d=1$ dans l'équation n° 125 du 7$^{\text{éme}}$ degré, nous donne l'expression suivante :

$$k_c = \frac{-B\left[\cos(\delta+\alpha_1)+\sin(\delta+\alpha_1)\text{tg}\varphi\right]^2 + D\left[\cos(\delta+\alpha_2)+2\text{tg}\varphi\sin(\delta-\alpha_2)-\text{tg}\varphi^2\cos(\delta+\alpha_2)\right]^2}{A\left[\cos(\delta+\alpha_1)+\sin(\delta+\alpha_1)\text{tg}\varphi\right]^2 - C\left[\cos(\delta+\alpha_2)+2\text{tg}\varphi\sin(\delta+\alpha_2)-\text{tg}\varphi^2\cos(\delta+\alpha_2)\right]^2} \quad (144)$$

Le coefficient critique "k_c" est celui qui permet de trouver des valeurs de "L", "α_2" et "δ" qui donnent $F_d = 1$ comme valeur minimale. Dans cette formule, les termes "A", "B", "C" et "D" sont les suivants :

$$
\begin{aligned}
&A = W_{II}[B_R \cos\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) - [\,[\sin\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) + 2\cos\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2)] + B_R[-\sin\delta + \sin\alpha_2 \\
&\cos(\delta+\alpha_2) + \cos\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2) - \cos\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ ]\,]\mathrm{tg}\varphi + [\ [\ \cos\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) \\
&- 2\sin\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2)\,] + B_R[\ \cos\delta + \sin\delta(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ ] - B_R[\ \sin\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R) \\
&\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} - \sin\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2) - \cos\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) + \cos\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ ]\,]\mathrm{tg}\varphi^2 \\
&+[\ \sin\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) - B_R[\ \sin\delta + \cos\delta(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ ] + B_R[\ \sin\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) - \sin\alpha_2 \\
&\sin(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} + \cos\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2)\ ]\,]\mathrm{tg}\varphi^3 + B_R[\cos\delta + \sin\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_1)\ ]\mathrm{tg}\varphi^4\ ]
\end{aligned}
\tag{145}
$$

$$
\begin{aligned}
&B = [\ -W_{II}\sin\alpha_2 - (B_R D_2)\cos(\delta+\alpha_2)L'' + B_R W_{II}\sin\alpha_2 - U_{AB} L_2 \sin(\alpha_2-\beta)\ ]\cos(\delta+\alpha_2) \\
&+[\ W_{II}[\cos\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) - 2\sin\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2)\,] - (B_R D_1)\cos(\delta+\alpha_2)L' - B_R W_{II}\cos\delta - \\
&(B_R D_2)L'' 3\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2) - B_R W_{II}[\cos\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) - \sin\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2) + \sin\alpha_2 \\
&\cos(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ ] - U_{AB} L_2[\ 2\sin(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_2) - \ \cos(\alpha_2-\beta)\ \cos(\delta+\alpha_2)\ ]\,]\mathrm{tg}\varphi \\
&+W_{II}[\ [2\cos\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2) + \sin\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2)\,] - (B_R D_1)\ 2\sin\ (\delta+\alpha_2) - B_R W_{II}[\ \sin\delta - \cos\delta \\
&(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ ] - (B_R D_2)\ [\ 2\sin(\delta+\alpha_2)^2 - \cos(\delta+\alpha_2)^2\ ] - B_R W_{II}[-\cos\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) \\
&(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} + \cos\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2) - \sin\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) + \sin\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ ] + U_{AB} \\
&L_2[\sin(\alpha_2-\beta)\ \cos(\delta+\alpha_2) + 2\cos(\alpha_2-\beta)\ \sin(\delta+\alpha_2)\,]\,]\mathrm{tg}\varphi^2 + [-W_{II}\cos\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) + L'(B_R D_1) \\
&\cos(\delta+\alpha_2) - B_R W_{II}[\ \cos\delta - \sin\delta(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ ] + L''(B_R D_2)\ \cos(\delta+\alpha_2)\ \sin(\delta+\alpha_2) - B_R \\
&W_{II}[\ \cos\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) - \cos\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2)(1-2A_R)\ \frac{1}{\cos\varphi_{dC}} - \sin\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2)\ ] - U_{AB} L_2 \cos(\alpha_2-\beta) \\
&\cos(\delta+\alpha_2)\,]\mathrm{tg}\varphi^3 - B_R W_{II}[\sin\delta + \cos\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2)\,]\mathrm{tg}\varphi^4
\end{aligned}
\tag{146}
$$

$$
\begin{aligned}
&C = [\ -B_R \cos(\delta+\alpha_1) + [\ \sin(\delta+\alpha_1) + B_R \cos(\delta+\alpha_1)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ ]\mathrm{tg}\varphi - B_R \cos(\delta+\alpha_1)\mathrm{tg}\varphi^2\ ] \\
&\quad W_I \cos\alpha_1
\end{aligned}
\tag{147}
$$

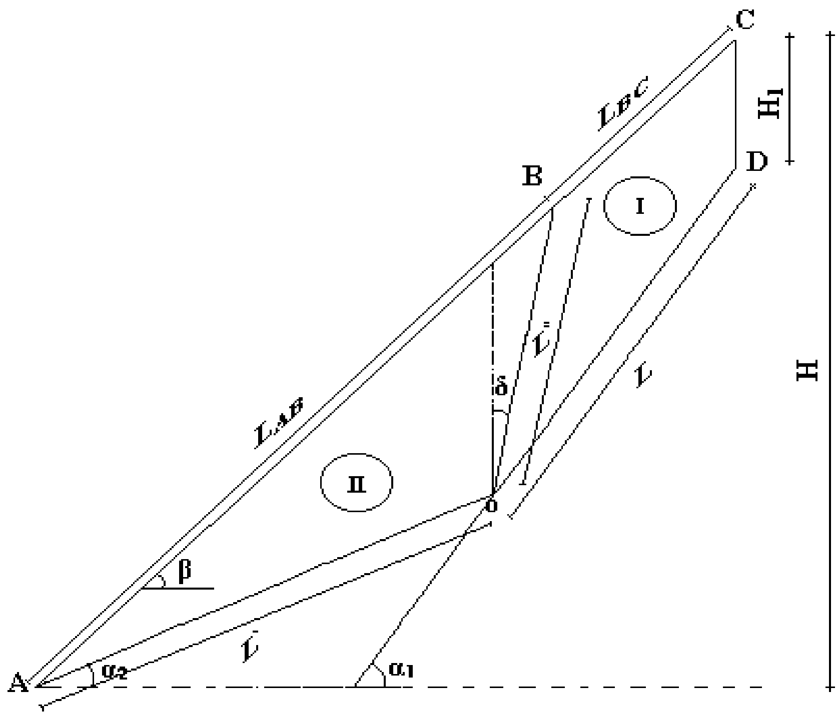


Figure 6.4 *: Définition des caractéristiques géométriques.*

$$
\begin{aligned}
D = & \left[\ W_I \sin\alpha_1 - \left[\ (B_R D_3) L'' \cos(\delta+\alpha_1) + B_R W_I \sin\alpha_1\ \right] + U_{BC} L_1 \sin(\alpha_1 - \beta)\ \right] \cos(\delta+\alpha_1) + \\
& \left[\ W_I \sin\alpha_1 \sin(\delta+\alpha_1) \operatorname{tg}\varphi - C_N L \cos(\delta+\alpha_1) - (B_R D_3) L'' \sin(\delta+\alpha_1) \operatorname{tg}\varphi + B_R \left[\ \left[\ W_I \sin\alpha_1 \right.\right.\right. \\
& \left.(1-2A_R) \frac{1}{\cos\varphi_{dC}} \operatorname{tg}\varphi + C_N L\ \right] \cos(\delta+\alpha_1) + U_{BC} L_1 \sin(\alpha_1-\beta) \operatorname{tg}\varphi \sin(\delta+\alpha_1) - \left[\ C_N L \sin(\delta+\alpha_1) \right. \\
& \left.\left.\left. \operatorname{tg}\varphi + B_R \left[\ W_I \sin\alpha_1 \operatorname{tg}\varphi + C_N L (1-2A_R) \frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ \right] \cos(\delta+\alpha_1) \operatorname{tg}\varphi\ \right] + B_R C_N L \cos(\delta+\alpha_1) \operatorname{tg}\varphi^2 \right.
\end{aligned}
\tag{148}
$$

6.4.1 Equation de mouvement

1)- Bloc I :

L'équation vectorielle régissant le mouvement du bloc supérieur I est :

$$\vec{W}_I + \vec{R}_I + \vec{K}_I + \vec{P}_{dI} + \vec{U}_{s\,dI} + \vec{U}_{s\,dI_B} + \vec{U}_{s\,BC} = m_I\left(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_{Ir}\right) \tag{149}$$

En posant :

$$k = -\frac{\vec{\gamma}_e}{g} \Rightarrow \vec{\gamma}_e = -kg \tag{150}$$

et

$$\vec{\gamma}_{Ir} = \vec{\gamma}_I \tag{151}$$

L'équation devient :

$$\vec{W}_I + \vec{R}_I + \vec{k}_I + \vec{P}_{dI} + \vec{U}_{s\ dI} + \vec{U}_{s\ dI_B} + \vec{U}_{s\ BC} + k\vec{W}_I = m_I\vec{\gamma}_I \qquad (152)$$

- Projection sur la ligne de glissement :

$$W_I\sin\alpha_1 + kW_I\cos\alpha_1 - N_{dI}\mathrm{tg}\varphi_N - K_I - P_{dI}\cos(\alpha_1 + \delta - \varphi) + U_{s\ BC}\sin(\alpha_1 - \beta) - U_{s\ dI_B}\cos(\delta + \alpha_1) = m_I\ddot{X}_I \qquad (153)$$

- Projection sur la ligne perpendiculaire à la ligne de glissement :

$$-W_I\cos\alpha_1 + kW_I\sin\alpha_1 + N_{dI} + U_{s\ dI} - P_{dI}\sin(\alpha_1 + \delta - \varphi) - U_{s\ BC}\cos(\alpha_1 - \beta) - U_{s\ dI_B}\sin(\delta + \alpha_1) = 0 \qquad (154)$$

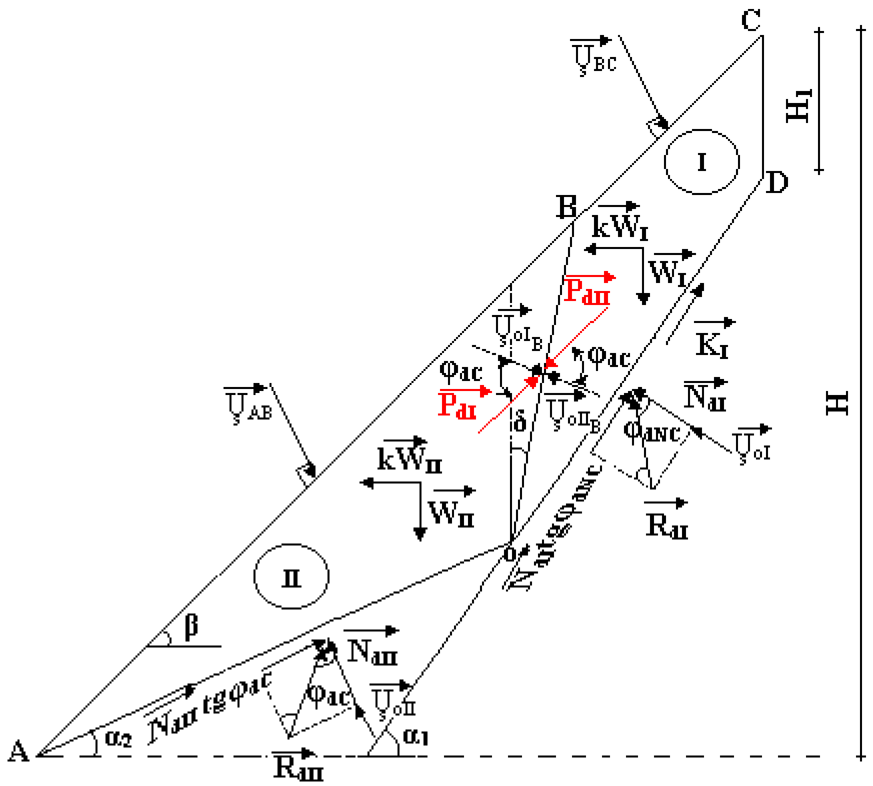


***Figure 6.5** : Schéma global de la surface de glissement*.

Le déplacement perpendiculaire à la ligne de glissement est supposé nul parce qu'il n'y a pas de décollement du Bloc I du noyau.

2)- Bloc II :

L'équation vectorielle régissant le mouvement du bloc inférieur II est :

$$\vec{W}_{II} + \vec{R}_{II} + \vec{P}_{dII} + \vec{U}_{s\ dII} + \vec{U}_{s\ dII_B} + \vec{U}_{s\ AB} = m_{II}(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_{IIr}) \qquad (155)$$

En posant :

$$k = -\frac{\vec{\gamma}_e}{g} \Rightarrow \vec{\gamma}_e = -kg$$

et

$$\vec{\gamma}_{IIr} = \vec{\gamma}_{II} \tag{156}$$

L'équation devient :

$$\vec{W}_{II} + k\vec{W}_{II} + \vec{R}_{II} + \vec{P}_{dII} + \vec{U}_{s\ dII} + \vec{U}_{s\ dII_B} + \vec{U}_{s\ AB} = m_2\vec{\gamma}_{II} \tag{157}$$

- Projection sur la ligne de glissement :

$$W_{II}\sin\alpha_2 + kW_{II}\cos\alpha_2 - N_{dII}tg\varphi + P_{dII}\cos(\alpha_2 + \delta - \varphi) + U_{s\ dII_B}\cos(\delta + \alpha_2) - U_{s\ AB}\sin(\beta - \alpha_2) = m_2\ddot{X}_{II} \tag{158}$$

- Projection sur la ligne perpendiculaire à la ligne de glissement :

$$W_{II}\cos\alpha_2 + kW_{II}\sin\alpha_2 + N_{dII} + P_{dII}\sin(\alpha_2 + \delta - \varphi) + U_{s\ dII} + U_{s\ dII_B}\sin(\delta + \alpha_2) - U_{s\ AB}\sin(\beta - \alpha_2) = 0 \tag{159}$$

Le déplacement perpendiculaire à la ligne de glissement est supposé nul parce qu'il n'y a pas de décollement du bloc II.

Nous avons donc quatre équations avec cinq (05) inconnues "P" ; "N_{dI}" ; "N_{dII}" ," $\ddot{X}_I$ " et " $\ddot{X}_{II}$ ".

Nous devons trouver une relation liant " $\ddot{X}_I$ " avec " $\ddot{X}_{II}$ ". Pour cela nous imposons une cinématique au système tel que les deux blocs restent en contact. Il suffit dans ce cas d'écrire la condition de continuité sur la vitesse normale à la ligne de discontinuité ; soit :

$$V_I\cos(\alpha_1 + \delta) = V_{II}\cos(\alpha_2 + \delta) \tag{160}$$

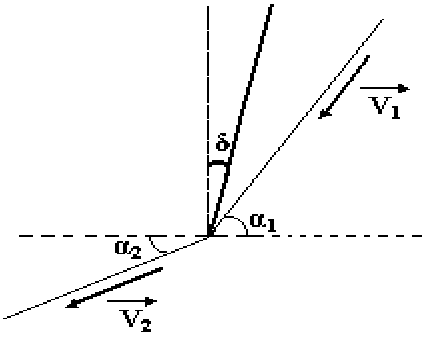


***Figure 6.6** : Relation entre les vitesses des blocs.*

La dérivée par rapport au temps donne :

$$\ddot{X}_I \cos(\alpha_1 + \delta) = \ddot{X}_{II} \cos(\alpha_2 + \delta) \tag{161}$$

$$\Rightarrow \quad \ddot{X}_{II} = \ddot{X}_I \frac{\cos(\alpha_1 + \delta)}{\cos(\alpha_2 + \delta)} \tag{162}$$

En remplaçant "K_I" par la relation "$C_N.L$", le système linéaire peut s'écrire de la manière suivante :

$$\begin{cases} W_I \sin\alpha_1 + kW_I \sin\alpha_1 - N_{dI} tg\varphi_N - C_N L - P\cos(\alpha_1 + \delta - \varphi) - U_{dI_B} L^{''} \cos(\delta + \alpha_1) + \\ \qquad U_{BC} L_1 \sin(\alpha_1 - \beta) = \dfrac{W_I}{g} \ddot{X}_I \\ -W_I \cos\alpha_1 + kW_I \sin\alpha_1 + N_{dI} - P\sin(\alpha_1 + \delta - \varphi) + U_{dI} L - U_{dI_B} L^{''} \sin(\delta + \alpha_1) - \\ \qquad U_{BC} L_1 \cos(\alpha_1 - \beta) = 0 \\ W_{II} \sin\alpha_2 + kW_{II} \cos\alpha_2 - N_{dII} tg\varphi + P\cos(\alpha_2 + \delta - \varphi) + U_{dII_B} L^{''} \cos(\delta + \alpha_2) - U_{AB} L_2 \cos(\beta - \alpha_2) \\ \qquad = \dfrac{W_{II}}{g} \ddot{X}_I \dfrac{\cos(\delta + \alpha_1)}{\cos(\delta + \alpha_2)} \\ -W_{II} \cos\alpha_2 + kW_{II} \sin\alpha_2 + N_{dII} - P\sin(\alpha_2 + \delta - \varphi) + U_{dII} L^{'} + U_{dII_B} L^{''} \sin(\delta + \alpha_2) - \\ \qquad U_{AB} L_2 \cos(\beta - \alpha_2) = 0 \end{cases} \tag{163}$$

6.4.2 Résolution de l'équation de mouvement

Le système d'équation précédent peut s'écrire de la manière suivante :

$$\begin{cases} \dfrac{W_I}{g} \ddot{X}_I + P\cos(\alpha_1 + \delta - \varphi) + N_{dI} tg\varphi_N = W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1) - C_N L - U_{dI_B} L^{''} \cos(\delta + \alpha_1) + \\ \qquad U_{BC} L_1 \sin(\alpha_1 - \beta) \\ \dfrac{W_{II}}{g} \ddot{X}_I \dfrac{\cos(\delta + \alpha_1)}{\cos(\delta + \alpha_2)} - P\cos(\alpha_2 + \delta - \varphi) + N_{dII} tg\varphi \\ \qquad = W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2) + U_{dII_B} L^{''} \cos(\delta + \alpha_2) - U_{AB} L_2 \sin(\beta - \alpha_2) \\ P\sin(\alpha_1 + \delta - \varphi) - N_{dI} = W_I(-\cos\alpha_1 + k\sin\alpha_1) + U_{dI} L - U_{dI_B} L^{''} \sin(\delta + \alpha_1) - U_{BC} L_1 \cos(\alpha_1 - \beta) \\ P\sin(\alpha_2 + \delta - \varphi) + N_{dII} = W_{II}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2) + U_{dII} L^{'} - U_{dII_B} L^{''} \cos(\delta + \alpha_2) + U_{AB} L_2 \cos(\beta - \alpha_2) \end{cases} \tag{164}$$

Sous forme matricielle, ce système s'écrit :

$$\begin{bmatrix} \frac{W_{II}}{g}\frac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)} & -\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) & tg\varphi & 0 \\ \frac{W_I}{g} & +\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 & tg\varphi_N \\ 0 & +\sin(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 & -1 \\ 0 & +\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) & +1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{X}_I \\ P \\ N_{dII} \\ N_{dI} \end{bmatrix} \tag{165}$$

$$= \begin{bmatrix} W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2) + U_{dII_B}L''\cos(\delta+\alpha_2) - U_{AB}L_2\sin(\beta-\alpha_2) \\ W_I(\sin\alpha_1 - k\cos\alpha_1) - C_N L - U_{dI_B}L''\cos(\delta+\alpha_1) + U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta) \\ W_I(-\cos\alpha_1 + k\sin\alpha_1) + U_{dI}L - U_{dI_B}L''\sin(\delta+\alpha_1) - U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta) \\ W_{II}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2) - U_{dII}L' - U_{dII_B}L''\sin(\delta+\alpha_2) + U_{AB}L_2\cos(\beta-\alpha_2) \end{bmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne les équations du mouvement suivantes :

1)-Bloc I :

$$\ddot{X}_{RI} = g\frac{W_I\cos\alpha_1\cos(\alpha_2+\delta-2\varphi) + W_{II}\cos(\alpha_2-\varphi)\cos(\alpha_1+\delta-\varphi)}{W_I\cos(\alpha_2+\delta-2\varphi) + W_{II}\left(\frac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)}\right)\cos\varphi\cos(\alpha_1+\delta-\varphi)}(k-k_c) \tag{166}$$

Tel que "k_c" est l'accélération précédemment calculée.

Soit :

$$C_1 = \frac{W_I\cos\alpha_1\cos(\alpha_2+\delta-2\varphi) + W_{II}\cos(\alpha_2-\varphi)\cos(\alpha_1+\delta-\varphi)}{W_I\cos(\alpha_2+\delta-2\varphi) + W_{II}\left(\frac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)}\right)\cos\varphi\cos(\alpha_1+\delta-\varphi)} \tag{167}$$

Alors l'équation de mouvement peut s'écrire sous forme :

$$\ddot{X}_{RI} = gC_1(k-k_C) \tag{168}$$

"k" est le coefficient sismique variant avec le temps. Son expression diffère selon la forme de la sollicitation cyclique adoptée. Pour un "k" donné, nous pouvons calculer le déplacement par une double intégration de l'équation précédente.

2)-Bloc II :

L'accélération relative du bloc II est égale :

$$\ddot{X}_{RII} = \ddot{X}_{RI}\left(\cos(\delta+\alpha_1)/\cos(\delta+\alpha_2)\right) \qquad (169)$$

6.5 Conclusion

Dans le cadre d'étude du comportement d'un barrage à noyau incliné, subissant un chargement sismique, une méthode de calcul analytique a été développée permettant l'évaluation du facteur de sécurité relatif à la stabilité au glissement du parement amont du barrage soumis à un chargement sismique. Ce facteur de sécurité tient compte particulièrement de la surpression interstitielle "ΔU"qui se développe dans le sol pulvérulent constituant la recharge amont.

Nous avons poussé l'étude en effectuant la seconde approche qui consiste à déterminer le déplacement permanent du volume glissant par la méthode des blocs, qui présente l'avantage de déterminer à la fois le facteur de sécurité et l'accélération critique minimale exigée pour rendre la pente instable, tout en donnant une illustration réaliste sur mécanisme de rupture. Le déplacement permanent est obtenu par l'intégration des incréments de mouvement, quand les forces motrices dépassent les forces résistantes. La méthode se distingue par un autre avantage, c'est que la discrétisation en blocs est réalisée dans le but de représenter au mieux le mécanisme de rupture du barrage. Il apparaît que des modélisations souvent très simples, mettant en jeu quelques blocs, permettent d'analyser la stabilité de la structure avec une bonne approximation, tout en donnant une image réaliste de la cinématique de rupture.

CHAPITRE 7 : CONTRIBUTION A L'ANALYSE DE LA STABILITE APPROCHE ANALYTIQUE ET VALIDATION

7.1 Introduction

Les barrages en terre ont toujours été les plus couramment utilisés comme moyen de mobilisation d'eau en raison de leur coût par rapport aux barrages en béton armé et de leur aptitude à résister mieux aux secousses sismiques. Comme toute structure artificielle, le barrage en terre peut créer et subir des risques importants d'où les politiques publiques ont mobilisé des compétences fondamentales pour la prévention et la gestion de ces risques. Par conséquent, l'analyse de la stabilité de ces ouvrages est devenue un problème d'intérêt pour les chercheurs et les praticiens dans les domaines de géotechnique et des ouvrages hydrauliques. Le but de notre contribution consiste à étudier la stabilité statique et sismique d'un barrage en terre à noyau incliné, en se basant sur ce qui suit :

1. Considérer que le mécanisme de glissement de la recharge amont du barrage se fait par blocs, selon celui développé par Sultan et Bolton Seed.
2. Utiliser dans le calcul les caractéristiques non drainées du sol pulvérulent, constituant la recharge amont, du fait que durant la secousse sismique très courte, celui-ci ne peut se drainer.
3. Tenir compte dans l'analyse de la surpression interstitielle générée par un séisme, en suivant la méthode développée par Sarma.

En utilisant ces hypothèses, une approche analytique a été développée, basée sur la théorie de l'équilibre limite, pour étudier la stabilité statique et la stabilité sismique, pseudo-statique d'un barrage en terre constitué de deux recharges, amont et aval, composées de matériaux pulvérulent, et d'un noyau central incliné étanche, composé de matériaux argileux.

Par cette approche, la surpression interstitielle "ΔU" due au chargement sismique a été évaluée, puis déterminé le facteur de sécurité sismique "F_d", pseudo-statique, qui est fonction entre autres, de cette surpression "ΔU". Cette approche analytique, dont la particularité est qu'elle tient compte cet excès de pressions sismiques "ΔU", a été compilée par un programme de calcul mis au point, appelé "DYNANSTA" ; elle permet de déduire l'effet de plusieurs paramètres, liés au sol et à la géométrie du barrage, sur le comportement sismique de celui-ci.

7.2 Approche analytique et programmation

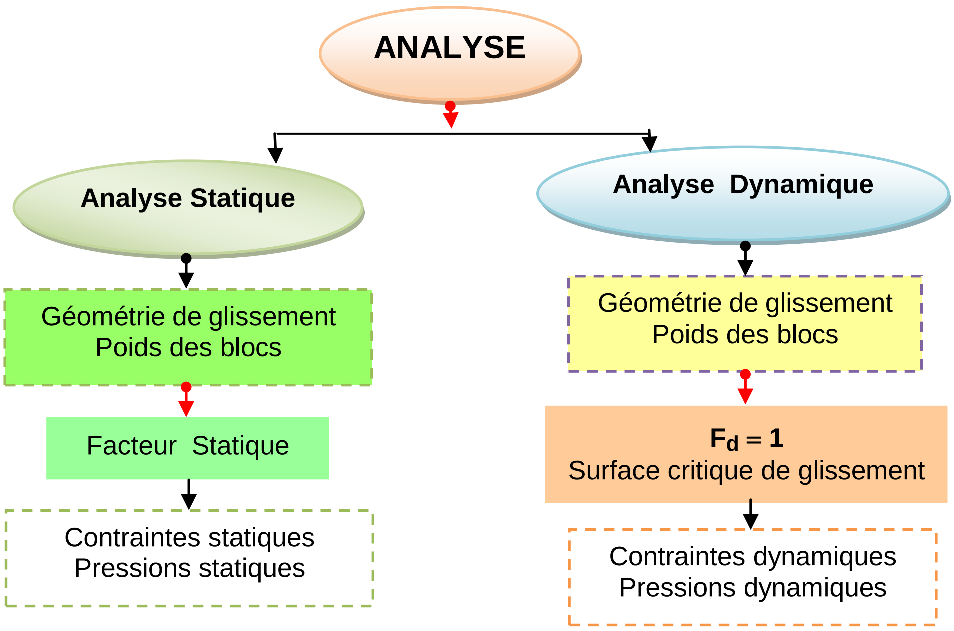
7.2.1 Programmation et développement d'algorithme

La programmation constitue un des moyens d'atteindre l'objectif de traiter des informations d'une manière automatique et de présenter les résultats selon la planification qui a été faite au moyen d'un langage approprié, appelé langage de programmation. En informatique, plusieurs types des langages existent, le langage adopté pour notre analyse est le langage C++.

Le langage C++ est un des langages les plus célèbres au monde, il est à la fois fiable et puissant. C'est un langage de programmation orienté objet, son noyau est constitué des parties qui sont aujourd'hui considérées comme essentielles pour tout langage de programmation moderne à usage général : variables, types, expressions, instructions et blocs. Il est polyvalent, impératif et largement utilisé pour développer des systèmes d'exploitation et des applications de systèmes embarqués. Le langage C++ est aussi très utilisé pour la quasi-totalité des applications Windows et de nombreux navigateurs Web. Ce langage est désormais incontournable pour les développeurs car il offre au développeur des outils qui lui permettent d'écrire le code source de son programme en langage C++, de l'exécuter et de le débuguer. Le langage C++ est également devenu populaire en raison de sa capacité à traiter rapidement et facilement de grandes quantités de données sans ralentir le temps de chargement des pages.

7.2.2 Organigrammes du logiciel

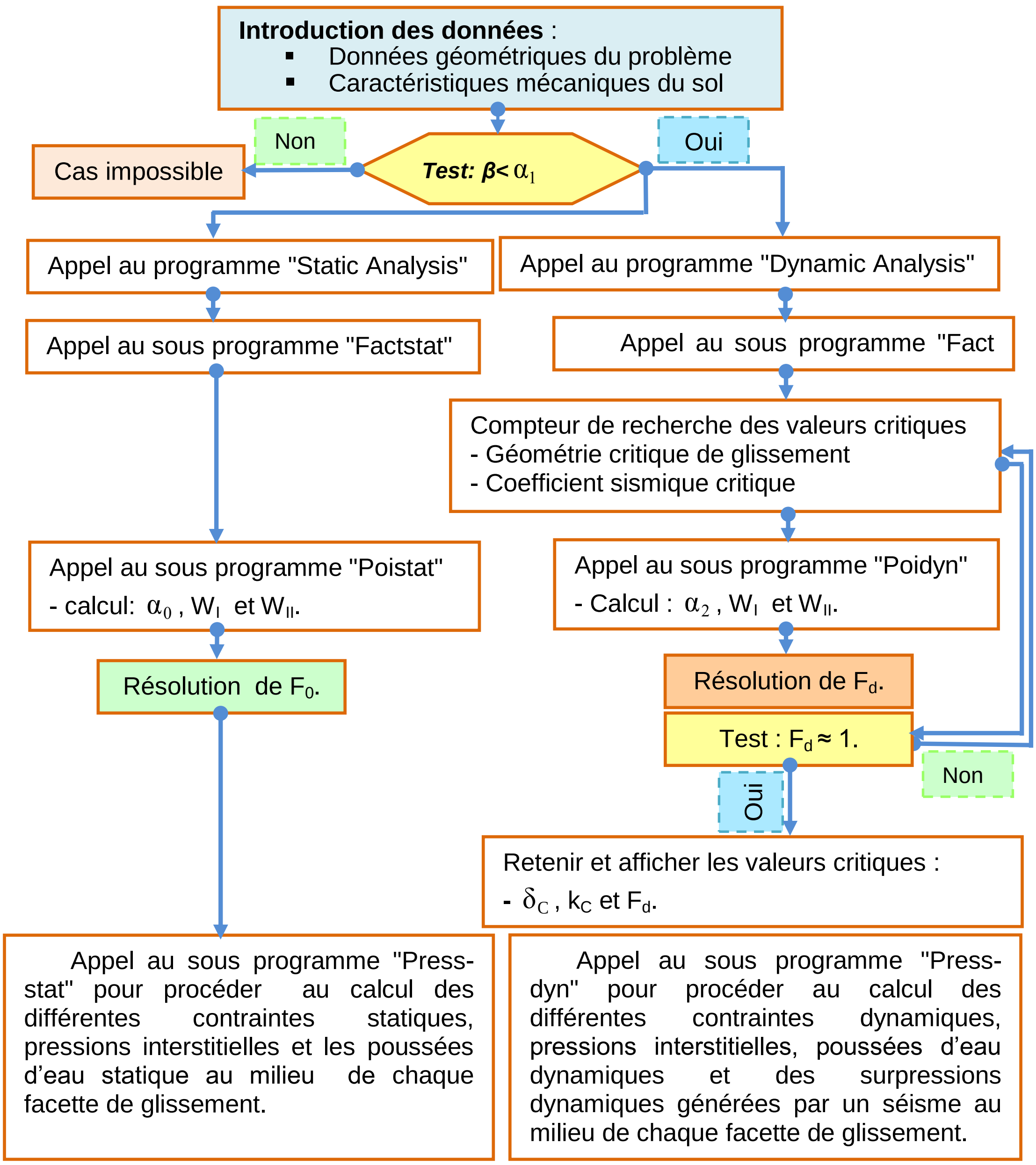
L'algorithme décrit précisément les étapes que l'ordinateur doit franchir pour obtenir les résultats escomptés des différentes analyses à partir des informations fournies. Il permet de réaliser des calculs automatiques concernant la stabilité du barrage en terre. Sa conception repose principalement sur l'illustration suivante :



Le logiciel "DYNANSTA" a été structuré par les trois (03) organigrammes suivants :

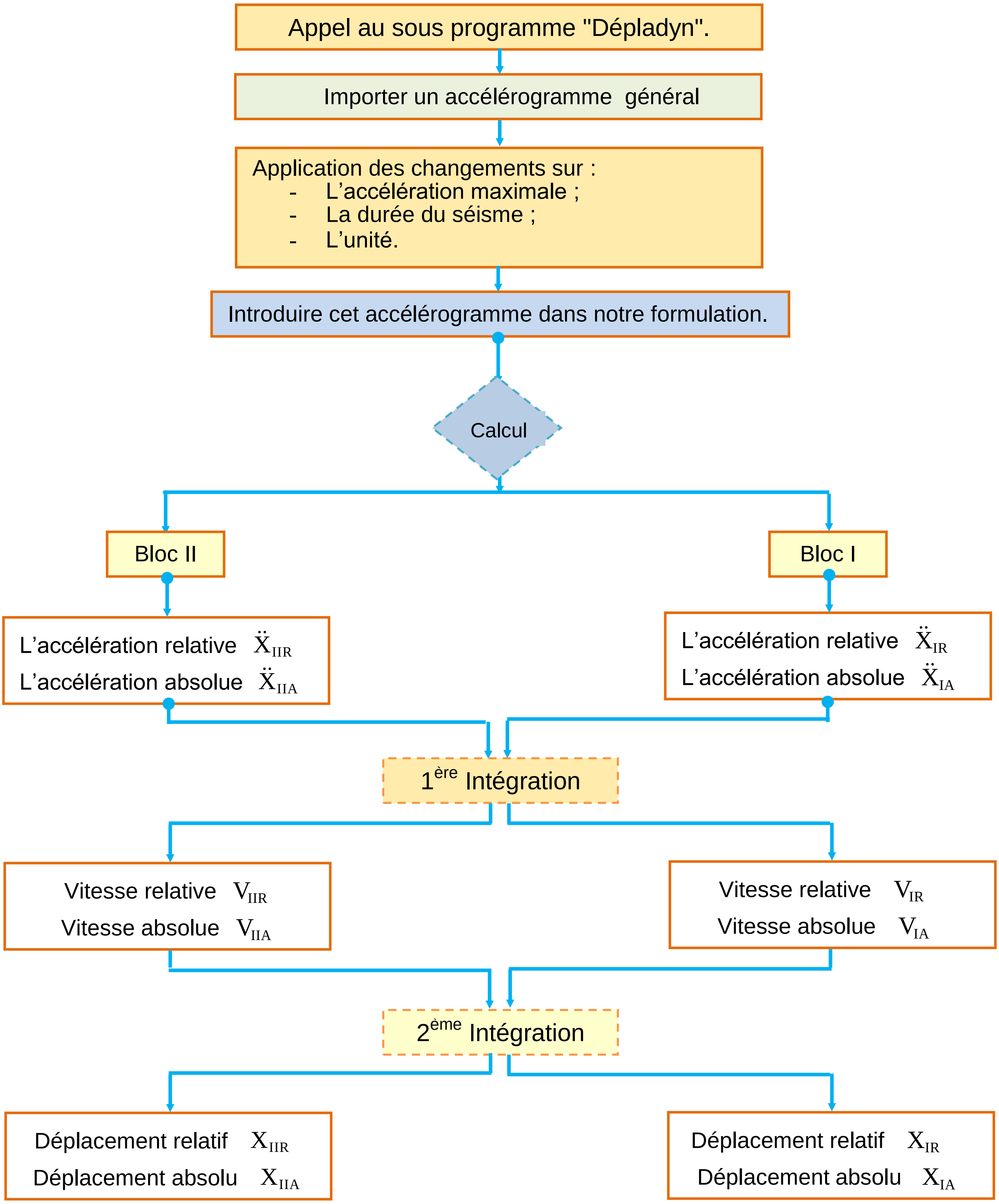
- **Organigramme 1**

Permet de calculer les facteurs de sécurités statique et dynamique, ainsi que les pressions de l'eau et les différentes contraintes développées aux niveaux des deux blocs.



- **Organigramme 2**

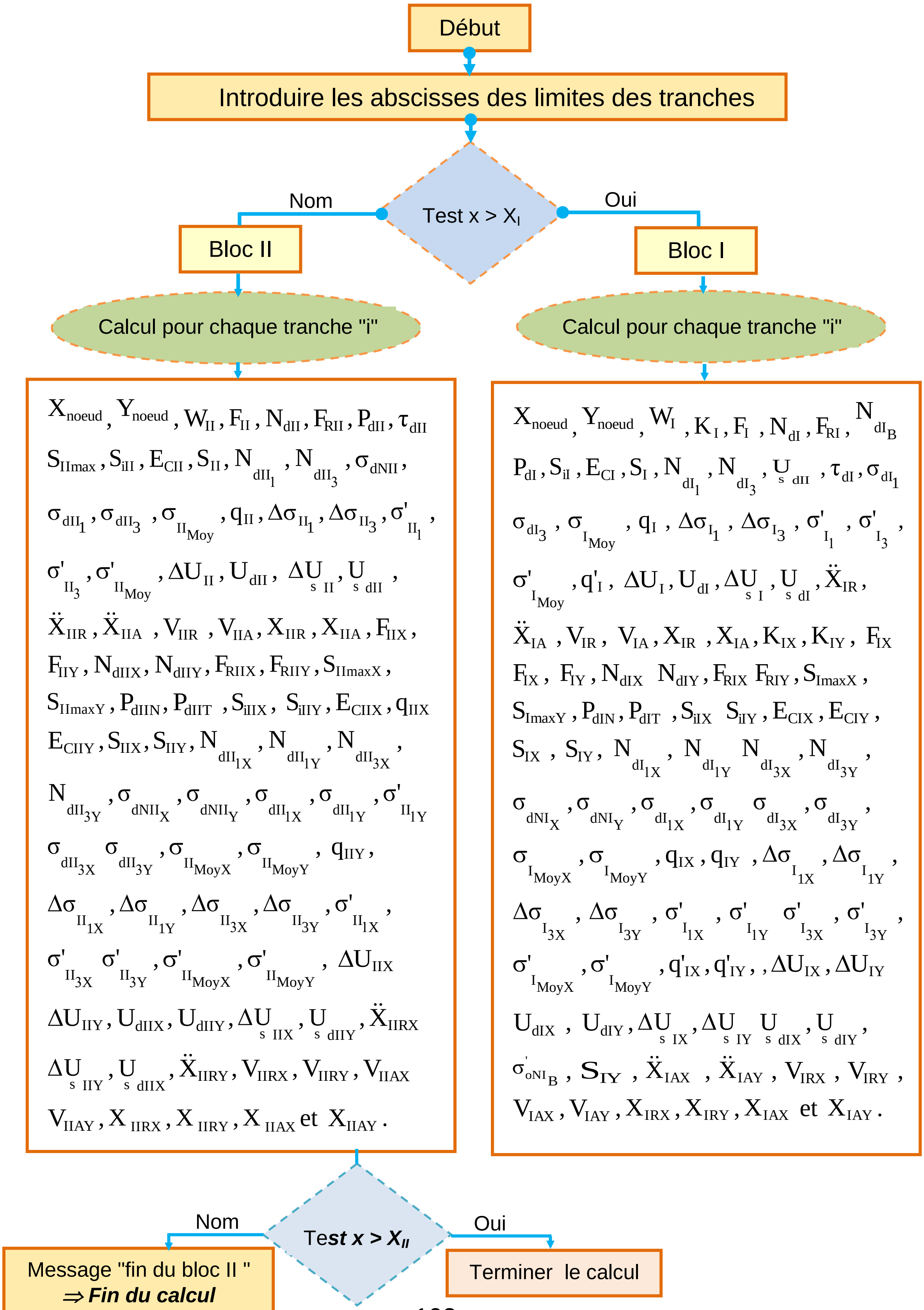
Permet de calculer, au milieu de chaque bloc, les accélérations relatives et absolues, les vitesses relatives et absolues et les déplacements relatifs et absolus.



- **Organigramme 3**

Permet de calculer les variables du sous programme "Surfcrit" cité supra.

Ces trois organigrammes sont donnés ci-après :



7.3 Validation et étude comparative des résultats

7.3.1 Comparaison avec la méthode de Bishop et l'Analyse limite

Il est à noter que les valeurs de "Bishop" sont obtenues par le programme développé sur la base de la méthode simplifiée et sont vérifiés par l'utilisation du logiciel SLOPE (1997).

Pente du talus : β = 10° et 40°
Valeur de la cohésion du sol : C = 0.025 γH et 0.1γH
Valeur de l'angle de frottement du sol : φ = 0° et 50°

Tableau 7.1: Comparaison avec Bishop et l'analyse limite

C/γh	β (°)	φ= 10°					
		Bishop	Analyse limite	DYNANSTA	Δ (B-D) %	Δ (A-D) %	Δ (B-A) %
0.025	10	1.53	1.63	1.97	28.76	20.86	6.54
	40	0.49	0.50	0.56	14.28	12.00	2.04
0.10	10	2.81	2.89	2.77	-1.42	-4.15	2.85
	40	1.03	1.06	0.88	-14.56	-16.98	2.91

C/γh	β (°)	φ= 50°					
		Bishop	Analyse limite	DYNANSTA	Δ (B-D) %	Δ (A-D) %	Δ (B-A) %
0.025	10	7.56	7.72	7.72	2.12	0	2.12
	40	1.97	1.99	1.82	-7.61	-8.54	1.02
0.10	10	9.08	9.49	8.52	-6.17	-10.22	4.52
	40	2.75	2.78	2.18	-20.73	-21.58	1.09

On peut constater que les valeurs du facteur de sécurité données par notre logiciel "DYNANSTA" ne sont pas trop éloignées de celles des autres méthodes. En effet, la variation de nos résultats avec ceux de toutes les autres méthodes confondues est entre -21,58% et 28,76%.

7.3.2 Comparaison avec la méthode de Bishop des Perturbations et MEF

Il est à mentionner que les résultats de la méthode des perturbations sont réalisés par le logiciel "PETAL" du LCPC. Cette méthode est très courante et permet d'effectuer des calculs en rupture circulaire ou non circulaire. Les résultats de la méthode des éléments finis sont effectués par le progiciel "CESAR-LCPC".

Hauteur du talus : H = 10 mètres
Pente du talus : tg β = 1 /2
Hauteur au sommet du noyau : H_1 = 0,92 m pour le cas1 et 1,23 m pour le cas 2
Poids volumique du sol : γ = 20 KN/m^3
Les caractéristiques *C* et φ : Voir tableau

Tableau 7.2 : Comparaison avec Bishop, Perturbation et MEF

	C (kPa)	φ(°)	Bishop	Perturbations	MEF	DYNANSTA
Cas 1	7.35	15	1.01	1.01	1.015	1.001
Cas 2	15.87	7.97	1.01	1.00	1.00	1.003
	Δ (B-P) %	Δ (B-M) %	Δ (B-D) %	Δ (P-M) %	Δ (P-D) %	Δ (M-D) %
Cas 1	0	0.49	-0.89	0.49	-0.89	-1.38
Cas 2	-0.99	-0.99	-0.69	0	0.3	0.3

On peut observer que l'intervalle des variations s'étale entre -1,38% et 0,3%. Cet intervalle est pratiquement négligeable, ce qui veut dire qu'il y a une très bonne concordance entre les résultats du "DYNANSTA" et ceux des autres approches.

7.3.3 Comparaison avec la méthode de Fellenius

Là aussi la variation de -1,37 est négligeable ; les deux méthodes donnent donc pratiquement les mêmes résultats.

La cohésion : $C = 30\ KN/m^2$
L'angle de frottement : $\varphi = 20°$
Poids volumique du sol : $\gamma = 18\ KN/m^3$
Pente du talus : $tg\ \beta = 1,6\ /1$
Hauteur du remblai : $H = 10\ m$
Hauteur au sommet du noyau : $H_1 = 2,25\ m$

***Tableau 7.3** : Comparaison avec Fellenius*

Fellenius	DYNANSTA	Δ (F-D) %
2.26	2.229	-1.37

7.3.4 Comparaison avec la méthode de Taylor des Perturbation et de Cullman

Pente du talus : $\beta = 60°$ et $70°$
Hauteur du remblai : $H = 10\ m$
La cohésion : $C = 50\ KN/m^2$
L'angle de frottement : $\varphi = 15°$

Tableau 7.4 : Comparaison avec Taylor, Cullman et Perturbation

k	Pente 60°									
	Taylo	Pertu.	Cullm	DYNA.	Δ(T-P) %	Δ(T-C) %	Δ(T-D) %	Δ(P-C) %	Δ(P-D) %	Δ(C-D) %
0	1.77	1.78	2.16	1.096	0.56	22.03	-38.08	-17.59	-38.43	-49.26
0.05	1.64	1.65	2.00	1.052	0.61	21.95	-35.85	-17.50	-36.24	-47.40
0.10	1.53	1.54	1.85	1.011	0.65	20.91	-33.92	-16.76	-34.35	-45.35
0.15	1.44	1.45	1.71	0.974	0.69	18.75	-32.36	-15.20	-32.83	-43.04
0.20	1.35	1.36	1.59	0.93	0.74	17.78	-31.11	-14.46	-31.62	-41.51
0.25	1.27	1.28	1.48	0.90	0.79	16.53	-29.13	-13.51	-29.69	-39.19
0.30	1.19	1.20	1.38	0.87	0.84	15.97	-26.89	-13.04	-27.5	-36.96
k	Pente 70°									
	Taylo	Pertu	Cullm	DYNA.	Δ(T-P) %	Δ(T-C) %	Δ(T-D) %	Δ(P-C) %	Δ(P-D) %	Δ(C-D) %
0	1.56	1.58	1.78	1.81	1.28	14.10	16.02	-11.23	14.56	1.68
0.05	1.48	1.49	1.66	1.53	0.67	12.16	3.38	-10.24	2.68	-7.83
0.10	1.40	1.41	1.56	1.35	0.71	11.43	-3.57	-9.61	-4.25	-13.46
0.15	1.32	1.33	1.46	1.27	0.76	10.61	-3.79	-8.90	-4.51	-13.01
0.20	1.25	1.26	1.36	1.18	0.80	8.80	-5.60	-7.35	-6.35	-13.23
0.25	1.18	1.19	1.28	1.08	0.85	8.47	-8.47	-7.03	-9.24	-15.62
0.30	1.12	1.12	1.21	1.02	0.00	8.03	-8.93	-7.44	-8.93	15.70

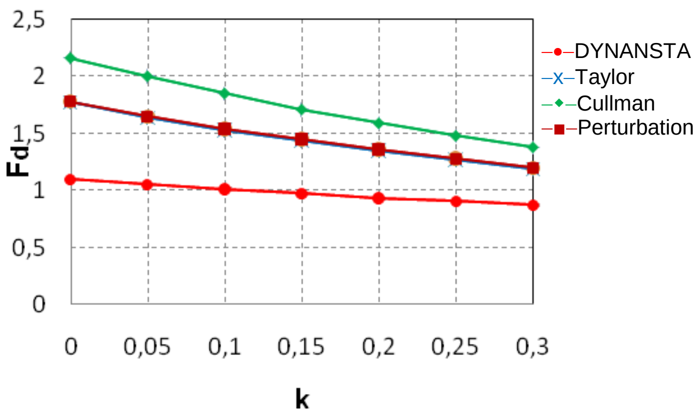


Figure 7.1 : Comparaison pour β = 60°

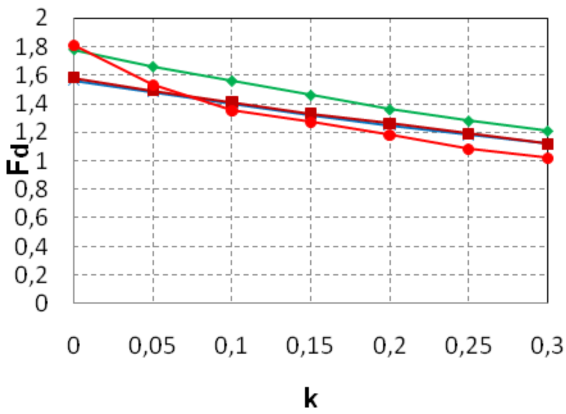


Figure 7.2 : Comparaison pour β = 70°

Au niveau de cette comparaison, si l'on compare les résultats des autres méthodes entre-elles, on remarque que les méthodes de "Taylor" et des "perturbations" conduisent à des valeurs du facteur de sécurité quasiment identiques. Quant à la méthode de "Cullman", elle donne toujours une valeur du facteur de sécurité supérieure de 10% à 20% à celles données par les méthodes de "Taylor" et des "perturbations" ; la méthode de "Cullman" doit donc être évitée dans le cas des remblais de pente forte.

Si l'on compare par contre les résultats de notre logiciel "DYNANSTA" à ceux des autres résultats, on remarque que celui-ci donne dans la majorité des cas des valeurs du facteur de sécurité inférieures à celles données par les autres méthodes. Ce qui veut dire que nos résultats vont dans le sens de la sécurité.

7.4 Résultats de type graphiques

Au niveau de cette étude, le programme complilé peut fournir des résultats de type numérique et de type graphique. Donc, On peut visualiser plusieurs types de résltats graphyque. On donne ci-après quelques illustrations graphiqes

On peut visualiser le graphe du facteur de sécurité dynamique en fonction du temps ou du coefficient sismique à partir d'un fichier des données modifié de l'accélérogramme général de l'enregistrement du séisme introduit comme input.

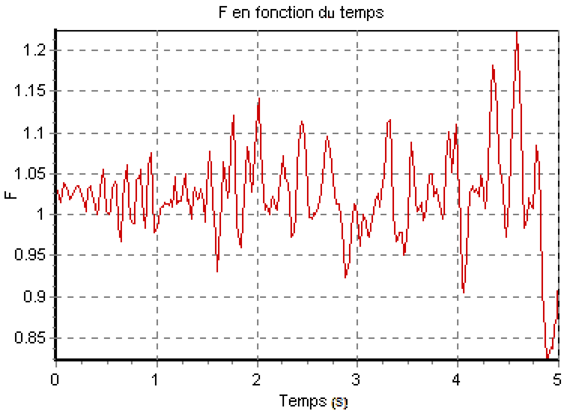


Figure 7.3 : *F en fonction du temps*

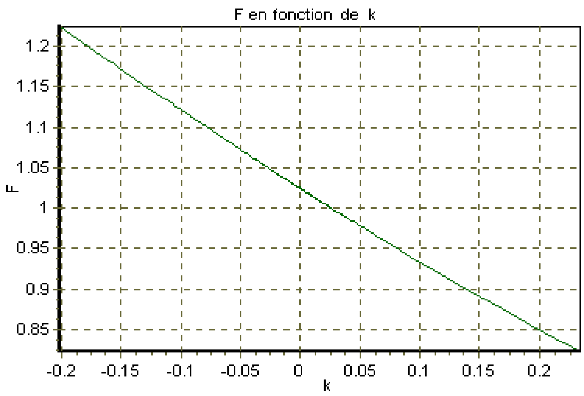


Figure 7.4 : *F en fonction du coefficient sismique*

On peut aussi visualiser les histoires des mouvements au milieu des blocs glissant ou au niveau de chaque point sélectionnée comme à titre d'exemple, l'accélération absolue et relative :

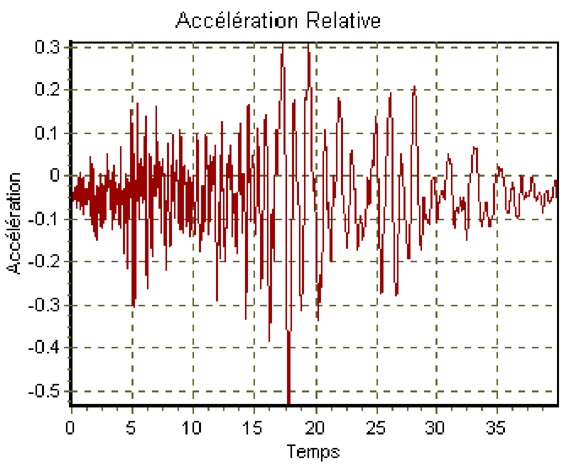


Figure 7.5 : *Accélération relative*

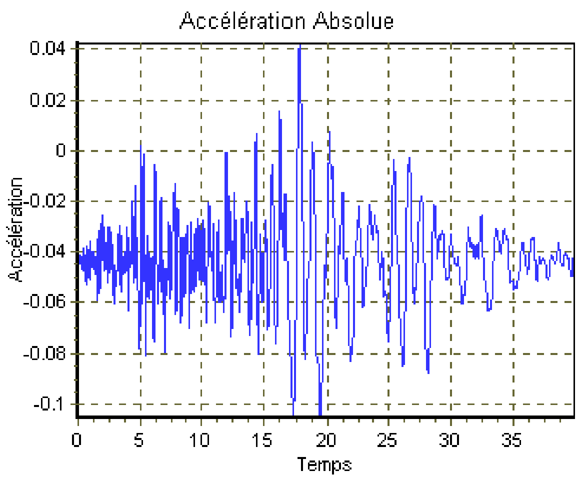


Figure 7.6 : *Accélération absolue*

Les forces calculées le long de la surface critiques peuvent être affichées comme un corps libre avec son polygone des forces de chaque tranche :

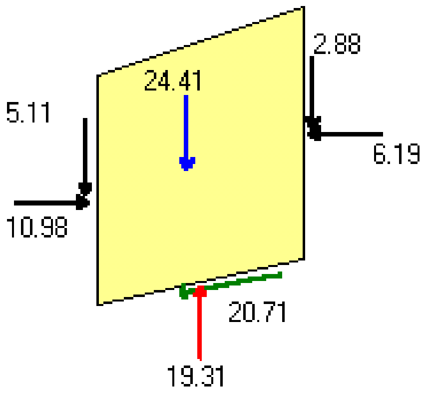


Figure 7.7 *: Polygone des forces*

7.5 Conclusion

L'étude de la stabilité des pentes constitue l'un des volets les plus importants dans le calcul de la stabilité des talus des barrages en terre. A cet effet, plusieurs méthodes de calcul ont été développées, faisant intervenir différemment les caractéristiques géotechniques du sol. Les diverses méthodes analytiques utilisent la même approche générale, se basant sur l'équilibre limite, avec une évaluation du facteur de sécurité obtenue en examinant les conditions d'équilibre à la rupture. Pour ce faire on procède à une comparaison de la force nécessaire pour maintenir l'équilibre limite à la force provoquant l'instabilité. Par conséquent, l'analyse de la stabilité des inclinaisons du sol, exige une mesure de la force de cisaillement et un calcul des contraintes de cisaillement. Les valeurs appropriées du facteur de sécurité qui sont utilisées dans l'analyse de la stabilité dépendent de cette mesure.

Au niveau de cette recherche les directives principales de la méthodologie de base du logiciel mis au point, appelé "DYNANSTA" (DYNamic ANalysis STAbility) ont été exposées, où l'analyse a été développée sur la base d'un mécanisme de glissement par blocs tenant compte de la surpression interstitielle générée par un séisme. Ce calcul est traduit par des résultats de type numérique et graphique. Par la suite un calcul de validation est exécuté en comparant les résultats obtenus et les résultats d'autres méthodes d'analyse qui sont largement employées dans l'évaluation de la stabilité des pentes, et même celles qui sont remarquablement bien validées en rupture circulaire. En somme, Dans la majorité des cas, les résultats déclenchés par cette comparaison sont très voisins en terme de facteur de sécurité. Bien que dans quelques cas notre facteur de sécurité est inférieur à celui des autres méthodes ce qui laisse à penser d'éviter l'emploie aveugle de ces dernières.

CHAPITRE 8 : ETUDE PARAMETRIQUE SUR LA STABILITE STATIQUE ET SISMIQUE DU BARRAGE

8.1 Introduction

Les principaux mécanismes qui peuvent provoquer la rupture d'un barrage en terre sont l'érosion et le glissement des pentes. La rupture par glissement se manifeste lorsque la résistance au cisaillement pouvant être mobilisée par frottement et cohésion entre les grains le long d'une surface de rupture ne parvient pas à équilibrer les contraintes développées. La ruine du barrage peut se produire sous des conditions normales d'exploitation, mais peut aussi être la conséquence d'un chargement accidentel, tels que les excitations sismiques ont souvent un effet néfaste sur la stabilité des structures hydrauliques Chakraborty et al. 2017b; 2018b). Cependant, l'étude du comportement et l'analyse de la stabilité des barrages en terre est un sujet important pour les ingénieurs. Plusieurs variables influençant la stabilité de ces ouvrages. Ces variables sont liées à la fois aux paramètres géométriques du barrage, aux caractéristiques physiques et mécaniques du sol et aux données sismiques du site.

Pour étudier le comportement statique et sismique sous l'effet des paramètres entrant en jeu, le théorème des "π" de "Buckingham" nous a permis d'établir une étude paramétrique sous forme adimensionnelle, ce qui correspond au cas général du problème étudié. Nous présentons dans le paragraphe suivant, sous forme de graphiques, les principaux résultats du facteur de sécurité obtenus en fonction des paramètres sans dimensions. Les divers paramètres qui jouent un rôle dans l'analyse sont aussi discutés.

8.2 Analyse dimensionnelle

Le théorème des "π" de "Buckingham" offre un moyen important pour rassembler le nombre de variables physiques lorsque ce dernier est supérieur ou égal à "4". Il a été utilisé pour définir les différentes variables adimensionnelles mises en jeu pour analyser le phénomène étudié.

Les grandeurs intervenant sont regroupées dans l'équation suivante, comportant 10 grandeurs physiques :

$$f(\beta,\ \alpha_1, H, H_1, \gamma', \gamma_w, C'_N, \varphi, \varphi_N, k) = 0 \qquad (170)$$

D'après ce théorème, cette équation est simplifiée, en comportant 8 grandeurs adimensionnelles, comme suit :

$$g(\beta,\ \alpha_1, \frac{H}{H_1}, \frac{\gamma'}{\gamma_w}, \frac{C'_N}{\gamma' H}, \varphi\ , \varphi_N, k) = 0 \qquad (171)$$

β : La pente du talus

α_1 : La pente du noyau

$\frac{H}{H_1}$: Le rapport entre la hauteur du barrage et la hauteur du noyau au sommet

$\frac{\gamma'}{\gamma_w}$: Le rapport entre le poids volumique du sol et celui de l'eau

φ : L'angle de frottement du matériau du parement ;

φ_N : L'angle de frottement du noyau argileux

$\frac{C'_N}{\gamma' H}$: Le rapport entre la cohésion du noyau et le produit de la hauteur de l'ouvrage par le poids volumique du sol, souvent appelé "Nombre de stabilité"

k : Le coefficient sismique.

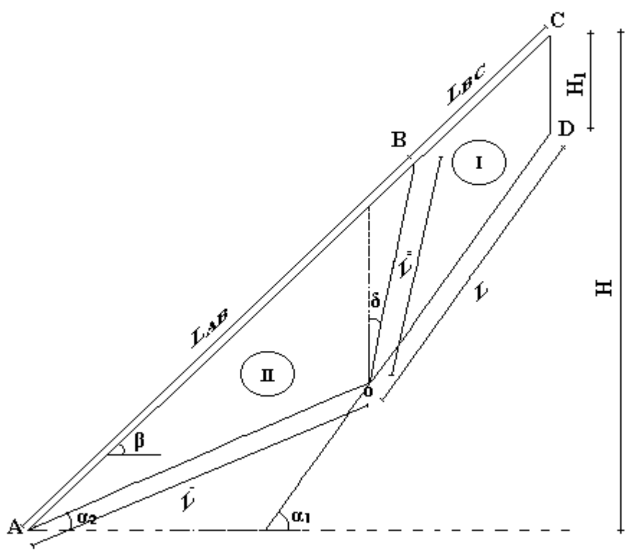


Figure 8.1 : Définition des caractéristiques géométriques

8.3 Paramètres d'étude

Pour étudier l'effet de chaque variable sur le comportement statique et sismique de la digue en terre, les autres paramètres ont été fixés aux valeurs indiquées sur le tableau 1 et les paramètres d'étude ont été variés de la manière suivante :

Tableau 8.1 : Les valeurs des paramètres du problème

Paramètre	Valeurs de référence	Valeurs d'étude de la variation
Angle de frottement total de la recharge (φ)	25°	25, 26, 27, 28, 29, 30
Cohésion totale du noyau (C_N)	30 kPa	5, 10, 20, 30, 50, 70
Poids volumique de la recharge (γ)	20 KN/m^3	17, 18, 19, 20, 21, 22
Hauteur du barrage (H)	10 m	10, 15, 20, 30, 40, 50
Pente du talus (β)	21°	21, 30, 40, 60, 70, 75
Pente du noyau (α_1)	31,5°	31.5, 40, 45, 60, 70, 80
Hauteur du niveau d'eau est prise dans le cas défavorable	8 m	
Le coefficient sismique s'étale dans l'intervalle		[0, 0.3]
Angle de frottement effectif de la recharge (φ')	30°	25, 28, 30, 34, 38, 40, 42, 44, 45, 47
Angle de frottement effectif du noyau (φ_N')	10°	4, 8, 12, 16, 20, 24, 30
Cohésion effective (C'_N)	35 kPa	5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60,70
Poids volumique déjaugé (γ')	10 KN/m^3	7, 8, 9, 10, 11, 12

Concernant la variation des paramètres, les valeurs choisies sont représentatives dans la pratique de conception et d'ingénierie dans le domaine des barrages en terre. Pour les justifications de la variation des paramètres des matériaux, nous nous référons aux rapports de Kezdi (1974) et Prat et al. (1995). Pour le poids unitaire du sable, les valeurs retenues sont conformes aux valeurs soulignées dans la littérature. Pour les autres variations de paramètres, les valeurs proposées se situent dans la plage des variations classiques observées dans la pratique de l'ingénierie et permettent alors une appréciation correcte de l'évaluation du facteur de sécurité dans la plage des variations considérées. Concernant les paramètres géométriques, nous nous intéressons aux configurations les plus courantes. Pour ces cas, la hauteur H = 50 m semble être une limite supérieure, mais les exceptions peuvent être bien plus élevées. Une variation des inclinaisons de l'amont et du noyau est également envisagée pour analyser leur effet sur la stabilité. L'angle de frottement d'un sable uniforme est compris entre 20° et 30°. La cohésion des argiles saturées varie de quelques dizaines à quelques centaines de kPa. Dans cette étude, la variation est limitée à 70 kPa, les résultats montrent qu'à proximité de cette valeur, le facteur de sécurité reste quasiment constant.

8.4 Résultats et interprétations

L’utilisation de la méthode des blocs nous a permis de mettre en évidence les effets des paramètres géométriques du barrage et ceux des caractéristiques mécaniques et physiques du sol sur la stabilité de l’ouvrage.

8.4.1 L’angle de frottement interne

Sous un chargement statique, la figure 8.2 montre que plus l’angle de frottement interne du matériau du parement augmente plus le facteur de sécurité statique augmente. On remarque aussi la même allure concernant l’angle de frottement effectif du noyau.

Quant au cas sismique, la figure 8.3 montre que cette variation de "F_d" augmente avec l’angle de frottement total de la recharge n’est observée que lorsque la valeur du facteur de sécurité est supérieure à "1". Par contre si le facteur de sécurité est voisin de "1", l’effet de l’angle de frottement interne est pratiquement négligeable. Cela est probablement dû par le fait qu’au voisinage de la valeur de facteur de sécurité égale à "1", la surpression interstitielle "Δu" atteint une valeur maximale au point où elle arrive à supprimer l’effet du frottement entre les grains.

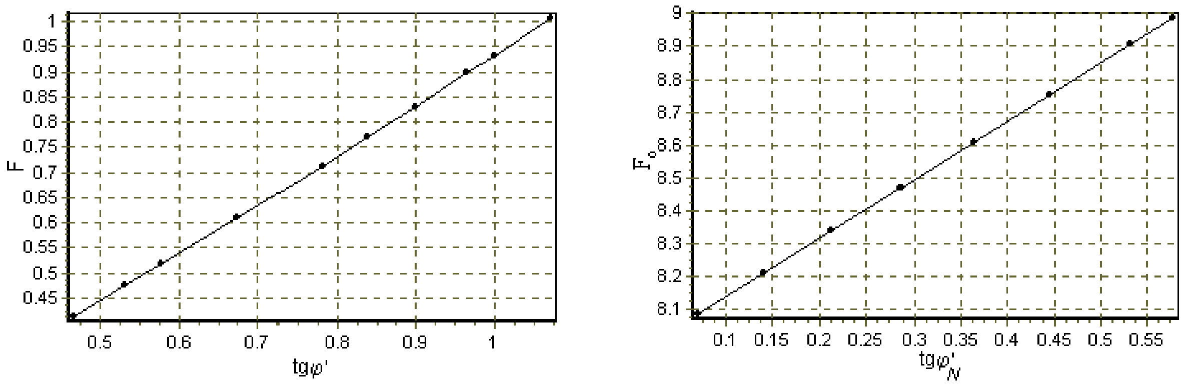


Figure 8.2 *: Influence de "φ'" et "φ'_N" dans le cas statique.*

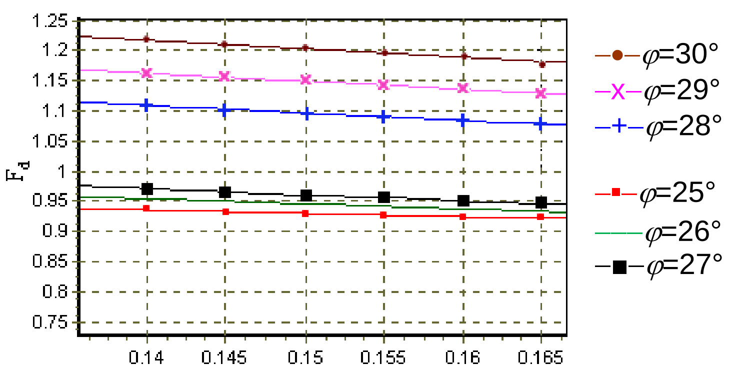


Figure 8.3 *: Influence de "φ" dans le cas dynamique.*

8.4.2 Le coefficient sismique

D’près la courbe 8.4 qui représente l’effet du coefficient sismique sur la stabilité sismique du barrage, on remarque une variation linéaire entre le facteur de sécurité et le coefficient sismique. Le facteur de sécurité diminue considérablement lorsque le coefficient sismique augmente. Il est clair que plus le séisme est intense, plus la résistance au cisaillement du sol diminue, en particulier cela est à cause de l'augmentation de la pression interstitielle, ce qui entraîne une diminution de la sécurité de l’ouvrage.

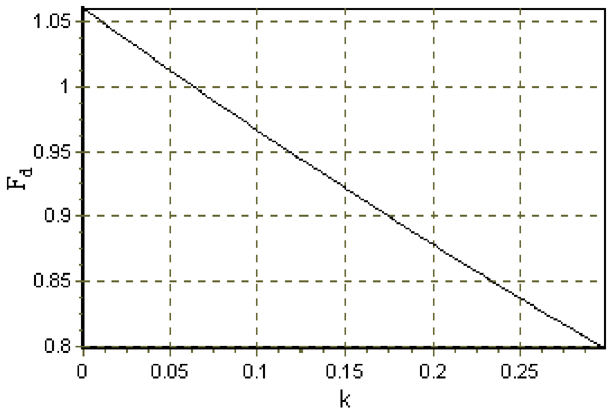


Figure 8.4 *: Influence du coefficient sismique dans le cas dynamique.*

8.4.3 La cohésion du noyau

Il est observé à partir de la courbe de la figure 8.5 correspondant à la variation de facteur de sécurité statique en fonction de la cohésion effective du noyau d’argile que le facteur de sécurité augmente lorsque la cohésion du noyau augmente, jusqu'à une valeur de 45 kPa de cohésion. Cela est évident étant donné que la cohésion accroît la résistance du sol et a donc un impact positif sur la stabilité de la structure. Au-delà de cette valeur, le facteur de sécurité diminue brutalement vers une valeur constante inférieure à "1".

En ce qui concerne le cas sismique, il nous semble par la figure 8.6 que l'influence de la cohésion du noyau argileux n’est pas importante pour des valeurs faibles inférieures à 50 kPa. A partir de la valeur de cohésion égale à 50 kPa, le facteur de sécurité augmente avec l'augmentation du coefficient sismique "k", avec une valeur toujours supérieure à "1". C'est ce que nous observons pour une valeur de cohésion supérieure ou égale à 70 kPa. Il nous semble par cette figure que le facteur de sécurité sismique au-delà de 70 kPa est peu influencé par l'augmentation de la surpression interstitielle causée par un séisme. Cela peut être dû par le fait que la cohésion du sol, correspond à un nombre de contact plus élevé et donc un vide entre grains moins important, renfermant une faible quantité d'eau ne développant pas une assez grande valeur de ΔU.

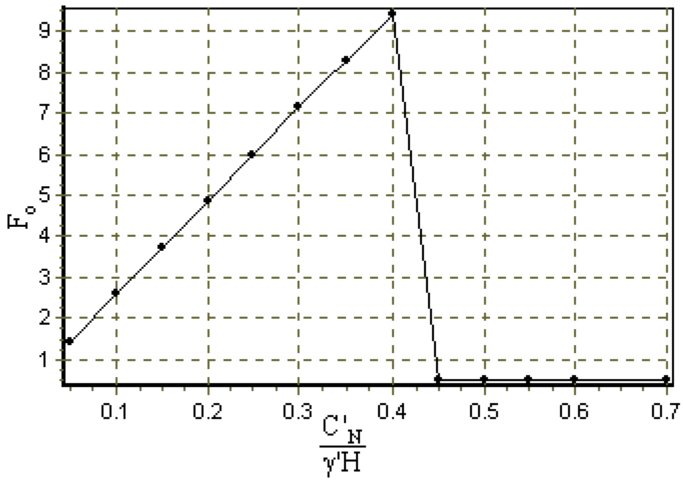


Figure 8.5 *: Influence de " C'_N " dans le cas statique.*

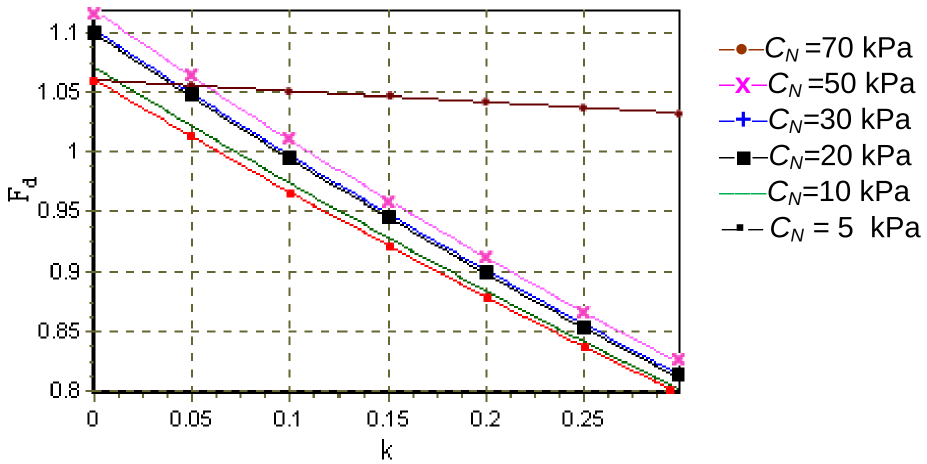


Figure 8.6 *: Influence de " C_N " dans le cas dynamique.*

8.4.4 La pente du talus

Il nettement remarquable d'après les courbes de variation de facteur de sécurité en fonction de la variation de la pente du talus que la pente "β" du talus a une influence importante sur la stabilité de l'ouvrage. Le facteur de sécurité diminue colossalement avec l'augmentation de la pente "β" du talus.

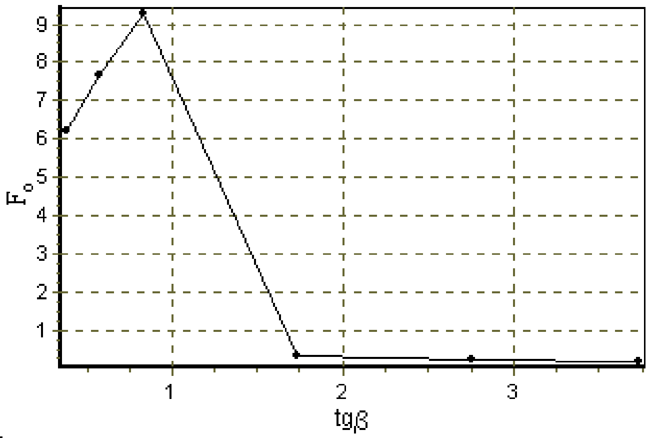


Figure 8.7 *: Influence de "β" dans le cas statique.*

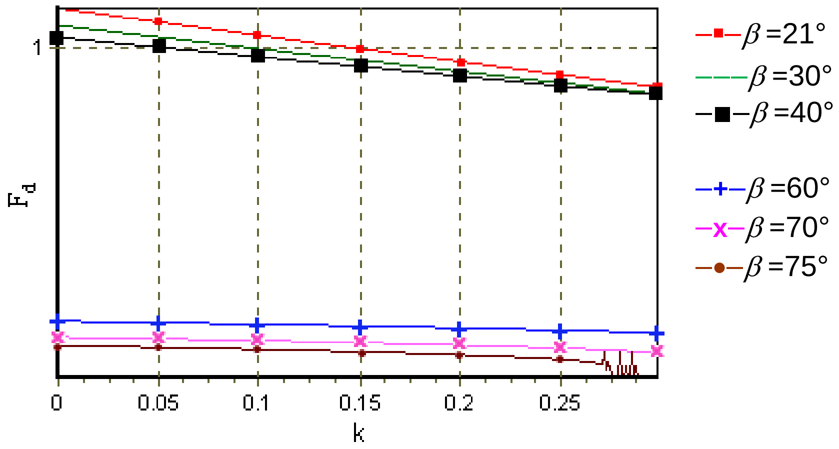


Figure 8.8 *: Influence de "β" dans le cas dynamique.*

8.4.5 La pente du noyau

Nous constatons à partir des figures 8.9 et 8.10 qui représentent les courbes de variation de facteur de sécurité en fonction de la variation de la pente du noyau que le facteur de sécurité diminue avec l'augmentation de la pente du noyau. À partir d'un seuil donné, il commence à croître, où la pente du noyau s'approche de la verticalité.

Il est important de noter que le facteur de sécurité des courbes de variation qui se rapportent aux pentes situées entre une pente supérieure à 31,5º et une pente inférieure à 70 º tend vers une valeur inférieure à "1" et reste constant tout le long de l'intervalle du coefficient sismique. Il s'avère pour ce modèle de paramètres physiques, mécaniques du sol et données géométriques du problème, mentionnées précédemment que la pente qui est égale à 70º offre une meilleure solution pour le problème étudié. Ainsi, nous pouvons conclure que l'augmentation de la pente du noyau permet d'améliorer la résistance au glissement statique et sismique des barrages en terre dont la hauteur est inférieure à 15 m.

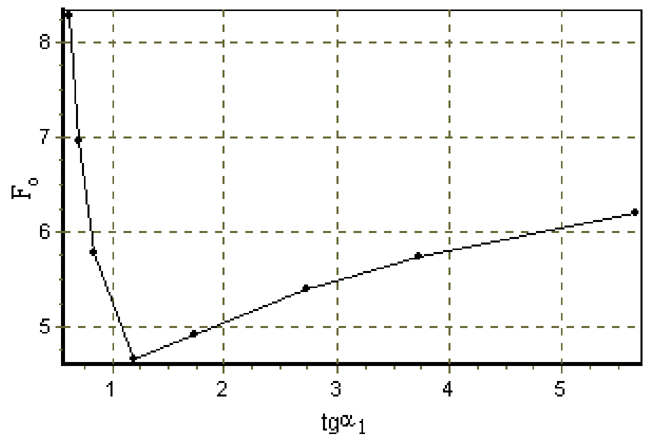


Figure 8.9 *: Influence de "α_1" dans le cas statique.*

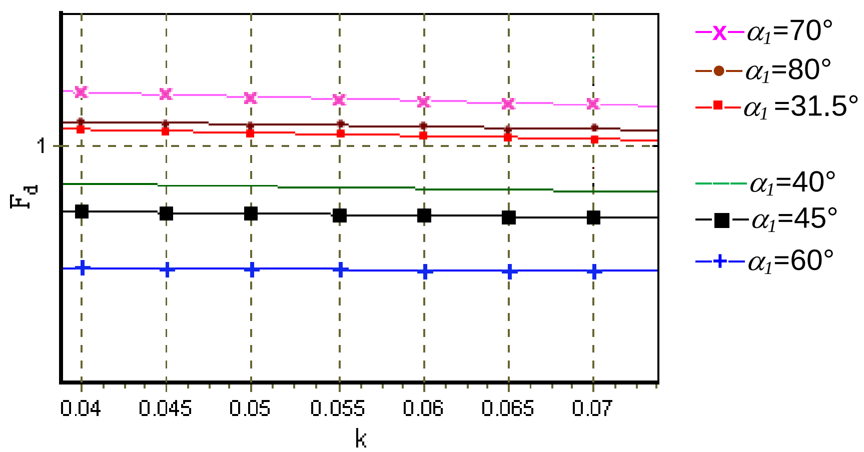


Figure 8.10 *: Influence de "α_1" dans le cas dynamique.*

8.4.6 La hauteur du talus

Les figures 8.11 et 8.12 qui représentent la variation de facteur de sécurité en fonction de la variation de la hauteur de l’ouvrage montrent que la hauteur du talus a un effet désavantageux sur la stabilité statique ou sismique des barrages en terre.

Il nous semble que le barrage a le même comportement pour des hauteurs de ce dernier supérieures à 20 m et le facteur pseudostatique reste constamment inférieur à "1" quelque soit le coefficient sismique "k". A partir de la valeur 0,12 du coefficient sismique des courbes des variations sismiques, la hauteur du barrage correspondant à 15 m, entraîne une diminution du facteur de sécurité pseudostatique plus importante que celle de 10 m de hauteur. Ce qui laisse à penser que pour un modèle donné de caractéristiques physiques et mécaniques du sol, il est nécessaire de respecter l'ensemble de paramètres géométriques qui doivent être concrétisés.

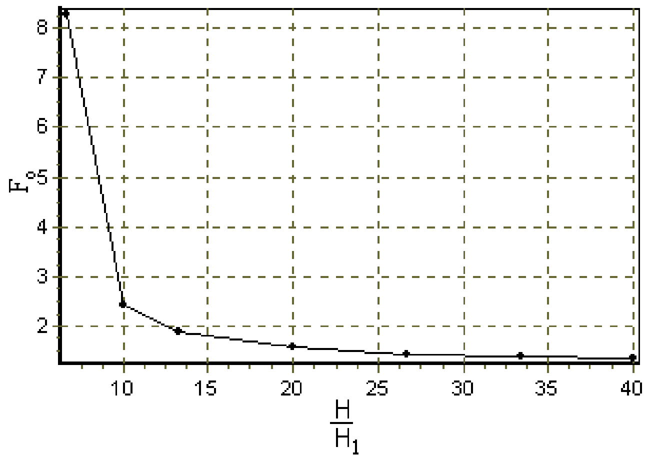


***Figure 8.11** : Influence de la hauteur du talus dans le cas statique.*

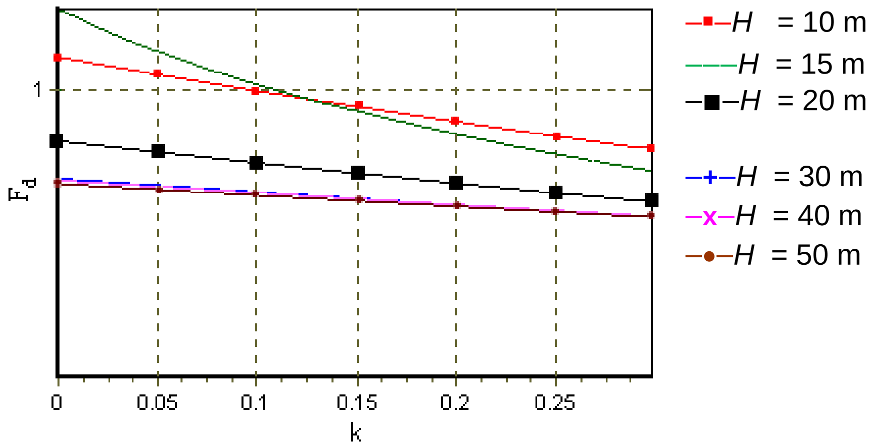


***Figure 8.12** : Influence de la hauteur du talus dans le cas dynamique.*

8.4.7 Le poids volumique du sol

On constate d'après les figures 8.13 et 8.14 correspondant aux variations du poids volumique que le facteur de sécurité augmente lorsque le poids volumique du sol augmente.

Il est bien claire qu'il existe un espacement important entre les courbes de variation du poids volumique supérieur ou égal à 20 KN/m^3 et celles du poids volumique inférieur à cette dernière valeur. En balayant l'intervalle du coefficient sismique ; nous constatons que le facteur de sécurité est continûment inférieur à "0.47" au niveau des courbes de variation des poids volumiques inférieurs à 20

KN/m^3. Par contre, en ce qui concerne les courbes de variation des poids volumiques supérieurs ou égal à cette dernière ; la valeur minimale du facteur de sécurité pseudostatique est égale à environ "0.82" et elle est atteinte lorsque le coefficient sismique tend vers sa valeur supérieure qui est égale à "0.3". Cette discordance répercute que la densité du matériau à un rôle primordial pour maintenir le barrage en terre stable.

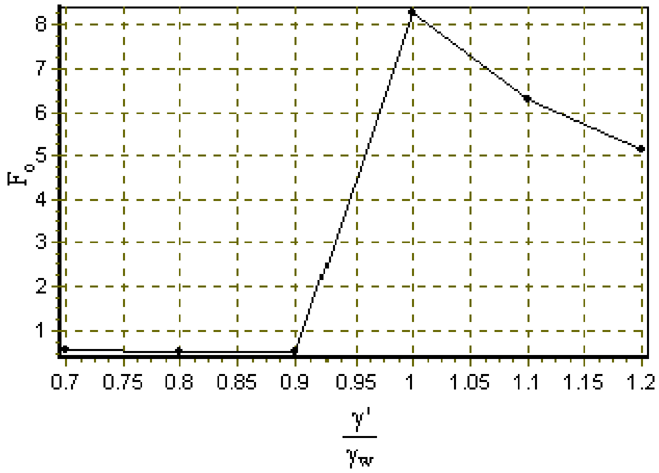


***Figure 8.13** : Influence du "γ' " dans le cas statique.*

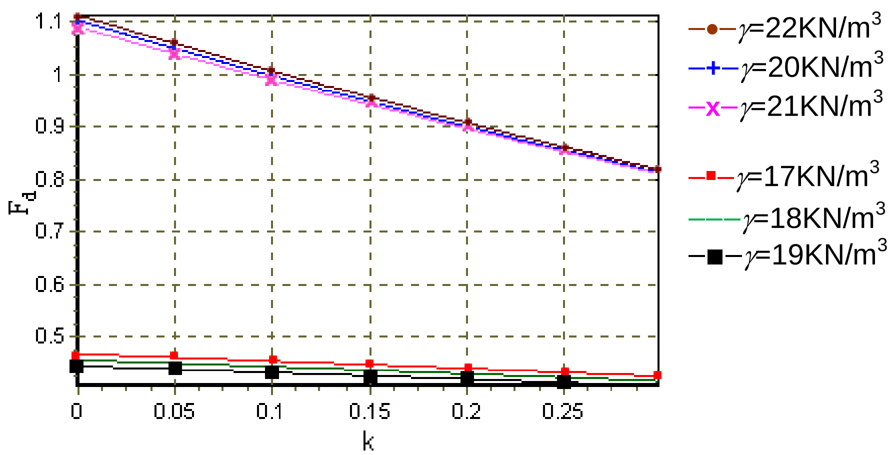


***Figure 8.14** : Influence du "γ" dans le cas dynamique.*

8.5 Conclusion

La stabilité et la sécurité des barrages en terre lors d’un séisme sont une préoccupation majeure. L’étude de la stabilité d’un barrage en terre dans des conditions sismiques constitue un défi pour les ingénieurs géotechniciens. Au niveau de ce chapitre, l'analyse statique et sismique d'un barrage en terre ont été réalisées à l'aide de méthodes analytiques développées précédemment.

Il est constaté, à travers cette contribution que les propriétés physiques, mécaniques du sol et les paramètres géométriques du barrage sont d’importance primordiale pour la sécurité statique et sismique des barrages en terre. Des sollicitations cycliques peuvent conduire à des pressions interstitielles importantes dans les matériaux non cohésifs saturés. Ceci conduit à des contraintes effectives réduites et dans le cas extrême à une perte complète de la résistance au cisaillement du matériau. Donc pour atteindre un bon comportement de ces ouvrages, il faut prendre en considérations des mesures judicieuses, notamment un choix bien adéquat des propriétés mécaniques et physiques du sol, de paramètres géométriques du barrage et de large transition afin d’assurer et protéger l’étanchéité du noyau argileux, et celles-ci devraient être la première préoccupation lors de l’élaboration d’une solution tenant compte des séismes.

Les conclusions de cette étude mettent en avant le besoin de développer une méthodologie de recherche afin d’améliorer la pratique actuelle. En particulier, ces conclusions révèlent la nécessité d’avoir de nouvelles méthodes simplifiées permettant d’analyser la stabilité de ces ouvrages sous chargement sismique.

CHAPITRE 9 : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES ANALYTIQUE ET NUMERIQES

9.1 Introduction

Certaines constructions, comme les digues en terre, les murs de soutènement et les fondations, nécessitent une analyse des risques liés à leur instabilité sous les chargements sismiques. Cependant l'analyse de stabilité des digues sous conditions sismiques est un challenge pour les géotechniciens. Dans ce but et afin d'analyser la stabilité sismique, pseudo-statique d'un barrage avec noyau central incliné, nous avons développé une méthode analytique, dont la particularité est qu'elle tient compte des surpressions sismiques "ΔU" générées pendant les secousses sismiques, au niveau des interstices des sols pulvérulent constituant le corps du barrage. Cette méthode nous a permis de déduire l'effet de plusieurs facteurs, liés aux caractéristiques mécaniques et physiques du sol et aux paramètres géométriques du barrage, sur le comportement sismique de celui-ci.

Premièrement et afin de dégager l'influence de chaque paramètre sur ce comportement, une étude paramétrique a été menée, dont les principaux résultats sont exposés dans le présent chapitre. Dans une deuxième étape et dans l'objectif de comparer et valider cette approche analytique, trois logiciels connus en géotechnique ont été utilisés, à savoir GEOSTAB, basé sur la théorie d'équilibre limite, PLAXIS et ABAQUS qui sont basés sur la méthode des éléments finis.

9.2 Etude paramétrique

9.2.1. Paramètres de l'étude

Le tableau 9.1 donne, les différents paramètres, liés au sol et à la géométrie du barrage, ainsi que les valeurs données à ces paramètres, dans le but d'analyser l'influence de ces derniers sur la stabilité du barrage.

Tableau 9. 1 : Les différentes valeurs des paramètres du problème.

Paramètre	Valeurs de référence	Valeurs d'étude de la variation
Angle de frottement total de la recharge (φ)	25°	25, 26, 27, 28, 29, 30
Cohésion totale du noyau (C_N)	30 kPa	5, 10, 20, 30, 50, 70
Poids volumique de la recharge (γ)	20 kN/m^3	17, 18, 19, 20, 21, 22
Hauteur du barrage (H)	10 m	10, 15, 20, 30, 40, 50
Pente du talus (β)	21°	21, 30, 40, 60, 70, 75
Pente du noyau (α_1)	31,5°	31.5, 40, 45, 60, 70, 80
Hauteur du niveau d'eau est prise dans le cas défavorable	8 m	
Le coefficient sismique , ses valeurs sont comprises dans l'intervalle		[0, 0.3]

9.2.2. Modélisation du barrage

Dans le cadre de la comparaison de cette solution analytique, une étude numérique de la stabilité du barrage soumis à un séisme a été effectuée, par la méthode pseudo-statique, en utilisant les trois logiciels suivants:

−GEOSTAB : Ce logiciel est basé sur le principe d'équilibre limite et traite le cas des sols saturés, en adoptant la méthode de Bishop.

−PLAXIS : Ce logiciel, basé sur la méthode des éléments finis, a été aussi utilisé en considérant un sol saturé qui correspond à ce cas d'étude.

−ABAQUS : Pour plus de crédibilité à la comparaison des résultats trouvés par le programme DYNANSTA, ce troisième logiciel a été utilisé, ce dernier est bien connu dans le domaine de la recherche, et qui est basé, lui aussi, sur la méthode des éléments finis. Du fait que le calcul par ce logiciel n'a pas convergé, dans le cas de la présence d'eau, l'effet de celle-ci a été négligée; les résultats trouvés sont intéressants, comparés à ceux trouvés par DYNANSTA où l'effet de l'eau a été pris en compte.

Les avantages de la méthode des éléments finis ont été biens évalués pour différents cas de la stabilité statique des pentes (Chang et Huang, 2005), mais peu d'études comparatives ont été faites pour le calcul du coefficient sismique critique (k_c) par les méthodes numériques. Une limitation majeure de la méthode des éléments finis, est qu'elle ne fournit aucune information directe concernant le facteur de sécurité et la surface de glissement correspondante, ce qui représente une préoccupation principale pour la conception et l'analyse des remblais. A cet effet, dans cette contribution, deux techniques ont été utilisées et qui permettent, par la méthode des éléments finis, de calculer le facteur de sécurité : la première est la méthode de réduction (C,φ) (Zeinkiewicz et al., 1975; Griffiths et Lane, 1999), utilisée par PLAXIS, qui consiste à réduire les paramètres de résistance au cisaillement du sol jusqu'à la rupture et la seconde, la méthode d'augmentation de gravité (Swan et Seo, 1999), utilisée dans ABAQUS, qui consiste à augmenter l'accélération de la gravité jusqu'à la rupture.

Au niveau de cette étude, un modèle d'éléments finis bidimensionnel en déformation plane est utilisé, où le maillage est fait par des éléments quadrilatéraux bilinéaires avec quatre (04) nœuds et en considérant la base du modèle fixe (fig.9.1). L'analyse pseudo-statique est faite par les trois étapes suivantes :

1. Etablir l'équilibre géostatique de l'ouvrage sous son propre poids, en appliquant l'accélération verticale de la gravité, ce qui permet de calculer les contraintes initiales dues au poids ;

2. Appliquer progressivement le champ des forces horizontales jusqu'à la rupture où l'influence du séisme est représentée par un coefficient sismique horizontal K_h, revenant à appliquer un effort moteur horizontal supplémentaire $K_h.W$ au centre de gravité du volume de terre en glissement potentiel et de poids total W ;

3. Calculer le facteur de sécurité pseudo-statique ($F = \frac{\text{Forces résistantes totales}}{\text{Forces motrices totales}}$ $F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$ qui représente le rapport entre la force au cisaillement du sol et la contrainte induite par la charge sismique, pour chaque incrément de charges, et trouver l'accélération sismique qui donne un facteur de sécurité égal à "1" (Swan et Seo 1999) ; celle-ci, qui est $a_c = k_c x g$, est considérée comme "accélération critique", c'est l'accélération minimale exigée pour rendre la pente instable. Cette instabilité se produit quand le facteur de sécurité tend vers une valeur inférieure ou égale à "1". La masse du sol glissera alors relativement au plan incliné.

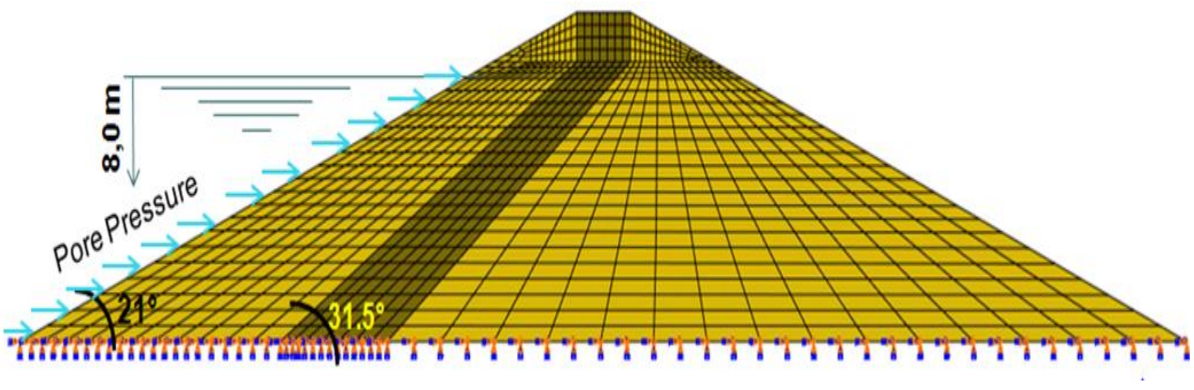


Figure 9.1 : Géométrie et maillage du barrage.

Pour simuler le comportement du sol, le modèle considère un comportement élasto-plastique, en utilisant le modèle de rupture de Mohr-Coulomb, où cinq paramètres sont pris en compte : le module d'élasticité "E", le coefficient de poisson "υ", l'angle de frottement "φ", la cohésion "C" et l'angle de la dilatance "ψ".

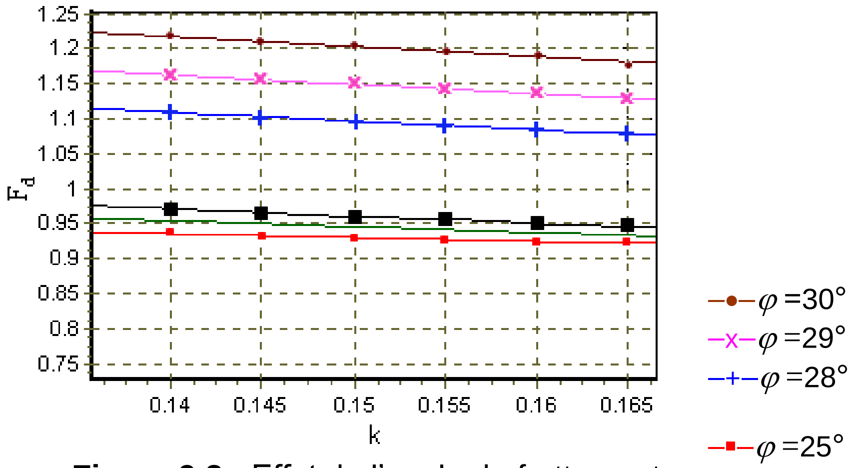
Du fait que certaines études en éléments finis, ont trouvé que le module d'élasticité et le coefficient de poisson n'ont pas d'effet significatif sur la rupture sismique (Griffiths et Lane, 1999; Loukidis et al., 2003) et que la dilatance a aussi un effet négligeable sur la stabilité des pentes (Zeinkiewicz et al., 1975; Griffiths et Lane, 1999), pour ce cas d'étude les valeurs suivantes ont été prises en compte: (E=40 MPa, υ=0.3,ψ=0°) pour le sable de la recharge amont et (E=20 MPa, υ=0.35, ψ=0°) pour l'argile, constituant le noyau du barrage.

9.3 Résultats et interprétations

9.3.1. L'angle de frottement interne

La figure 9.2 représente la variation du facteur de sécurité dynamique "F_d" en fonction du coefficient sismique pour différentes valeurs du frottement du sol. Il est constaté qu'en deçà de 27°, la variation de l'angle de frottement a un effet faible sur le facteur de sécurité. Par contre, au-delà de cette valeur, un saut assez important entre 27° et 28° est constaté, puis une variation constante de "F_d" est enregistrée entre 28° et 30°. Donc, plus l'angle de frottement augmente, plus le facteur de sécurité dynamique augmente. Il semble que cette tendance de l'effet de l'angle de frottement "φ" sur le facteur de sécurité dynamique "F_d", est liée à l'état de densité du sable.

En se basant sur ce résultat, il est remarquable que pour des valeurs faibles de l'angle de frottement, qui correspondent à l'état lâche du sable, l'augmentation de la surpression interstitielle ΔU est importante, du fait que le volume des vides entre grains d'un sable lâche est important et contient donc une quantité d'eau relativement importante, indiquant une valeur assez grande de ΔU, qui est responsable de la diminution du facteur de sécurité. Au contraire, les valeurs de "φ" importantes, notamment lorsque l'on dépasse 27°, correspondent à l'état dense du sable, qui présentent un volume de vides réduit, contenant une quantité faible d'eau, générant une surpression interstitielle ΔU sans effet sur le facteur de sécurité. Il est observé qu'avec le coefficient sismique horizontal 0.15, la variation de "φ" de la valeur 27° au 30°, augmente le facteur "F_d" d'environ 30%, 12% et 27% respectivement pour PLAXIS, GEOSTAB et cette étude.



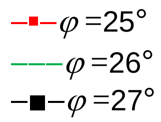


Figure 9.2 : Effet de l'angle de frottement.

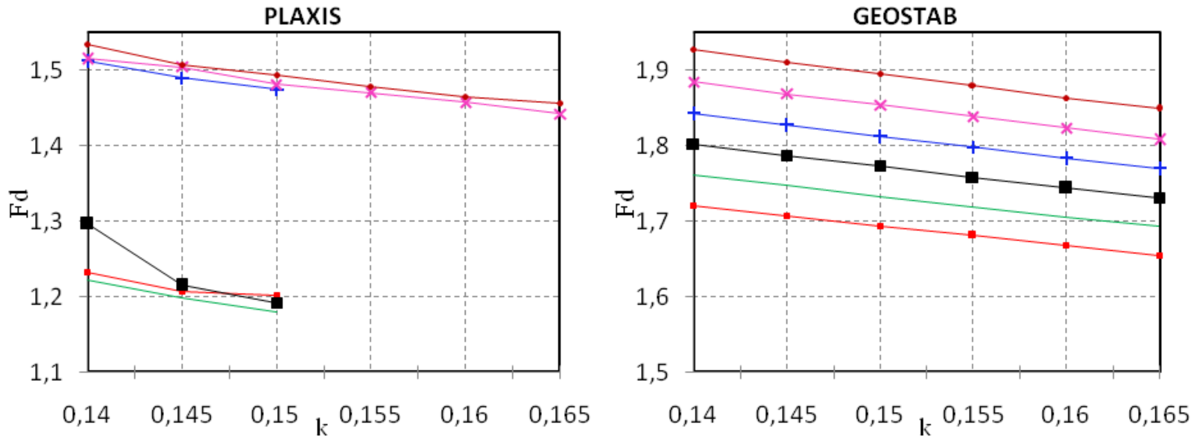


Figure 9.3 : Effet de l'angle de frottement par PLAXIS et GEOSTAB.

9.3.2. Le coefficient sismique

Ces courbes représentent une variation pratiquement linéaire entre le facteur de sécurité et le coefficient sismique horizontal. Il est constaté à partir des graphes une diminution importante du facteur de sécurité lorsque le coefficient sismique augmente. Ceci est évident du fait que plus le séisme est fort plus la résistance au cisaillement du sol constituant le corps de l'ouvrage devient faible, notamment par le fait que la pression interstitielle augmente, et donc la stabilité sismique de la digue en terre diminue. Les résultats indiquent également que toute augmentation de coefficient sismique pseudo-statique peut être considérée comme un signe d'augmentation des forces sismiques horizontales qui diminuent le facteur de sécurité et menacent la stabilité du barrage. Cela pousse à conclure qu'un barrage en terre stable peut se déstabiliser avec l'accroissement de l'accélération horizontale.

Le but de recherche est d'étudier l'effet de ΔU sur la stabilité sismique d'un barrage zoné asymétrique. La variation de facteur de sécurité en fonction du coefficient sismique a été étudiée par plusieurs auteurs et la plupart ont trouvé une relation approximativement linéaire entre ces deux paramètres, même dans les cas des études de stabilité en 3D des pentes homogènes et symétriques (Ahangar-Asr et al., 2012).

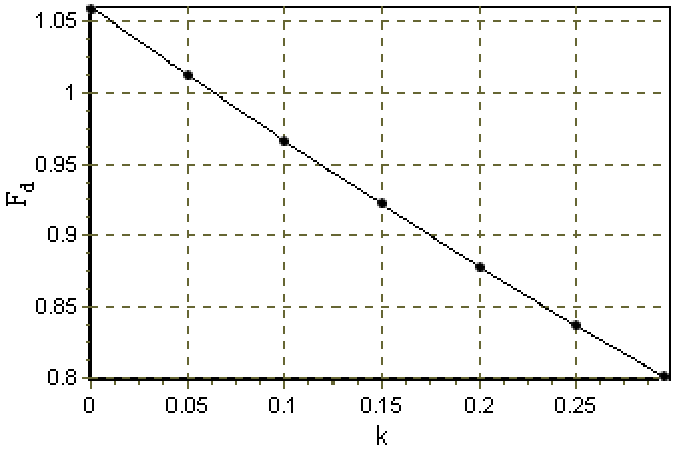


Figure 9.4 : Effet du coefficient sismique.

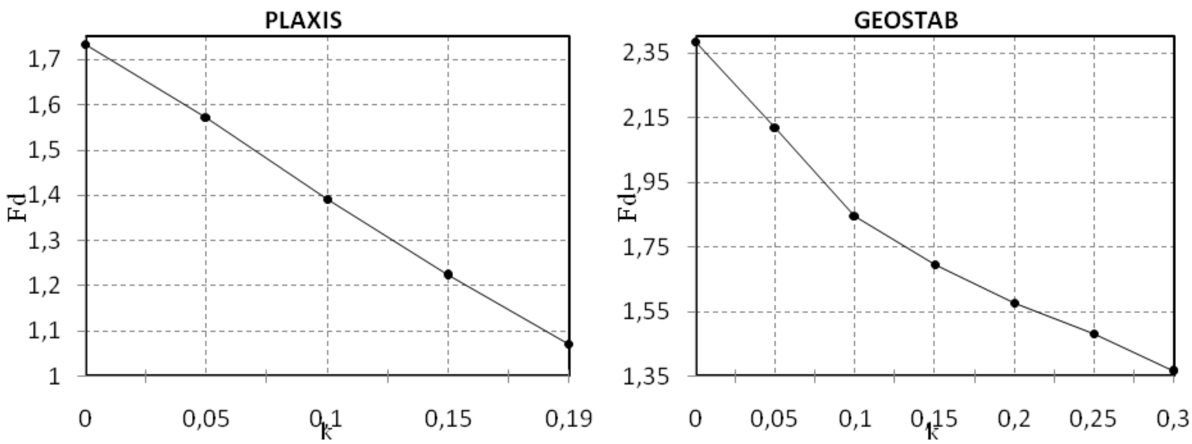


Figure 9.5 : Effet du coefficient sismique par PLAXIS et GEOSTAB.

9.3.3. La cohésion du noyau

La figure 9.6 montre que plus la cohésion augmente plus le facteur de sécurité augmente, mais avec une amplitude moindre lorsque le coefficient sismique augmente. En effet, lorsque le coefficient sismique k=0.05 par exemple, "F_d" pour un sol de cohésion 50 kPa est plus d'environ 5% élevé que celui pour un sol de cohésion 5 kPa. Par contre pour un coefficient sismique k=0.3, la différence entre les facteurs de sécurité "F_d", pour les mêmes bornes de cohésion est de l'ordre de 3% uniquement. On peut expliquer cette différence par le fait que, pour une valeur élevée de "k" correspondant à une charge sismique plus forte, la valeur de la surpression interstitielle ΔU devient plus élevée ; ce qui implique une réduction du facteur de sécurité "F_d". Par ailleurs, l'autre résultat, montré par cette figure, est que pour une cohésion supérieure ou égale à 70 kPa, le facteur de sécurité varie avec l'augmentation du coefficient sismique "k", avec une valeur dépasse toujours "1". Il semble qu'au-delà de la valeur 70 kPa, l'accroissement de ΔU influe peu sur le facteur de sécurité. Ceci peut s'expliquer par le fait que la cohésion du sol, correspond à un nombre de contact plus élevé et donc un vide entre grains moins important, renfermant une faible quantité d'eau ne développant pas une assez grande valeur de ΔU. Il est observé que la différence entre "F_d" donnée par PLAXIS et cette étude est autour de 17.98% pour un k=0.15 et "C_N" égale à 70 kPa. En outre, l'effet des surpressions interstitielles générées par le séisme est négligé dans l'étude GEOSTAB ce qui donne des facteurs de sécurité plus élevés.

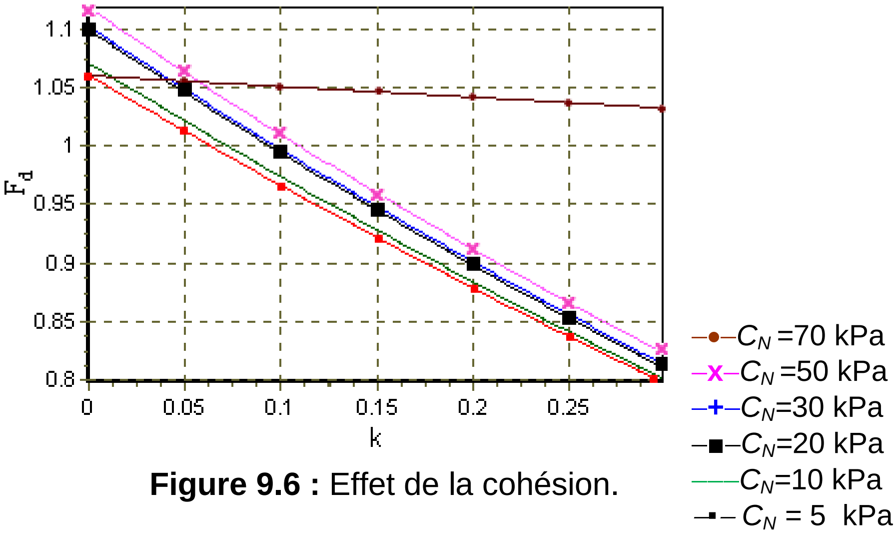


Figure 9.6 : Effet de la cohésion.

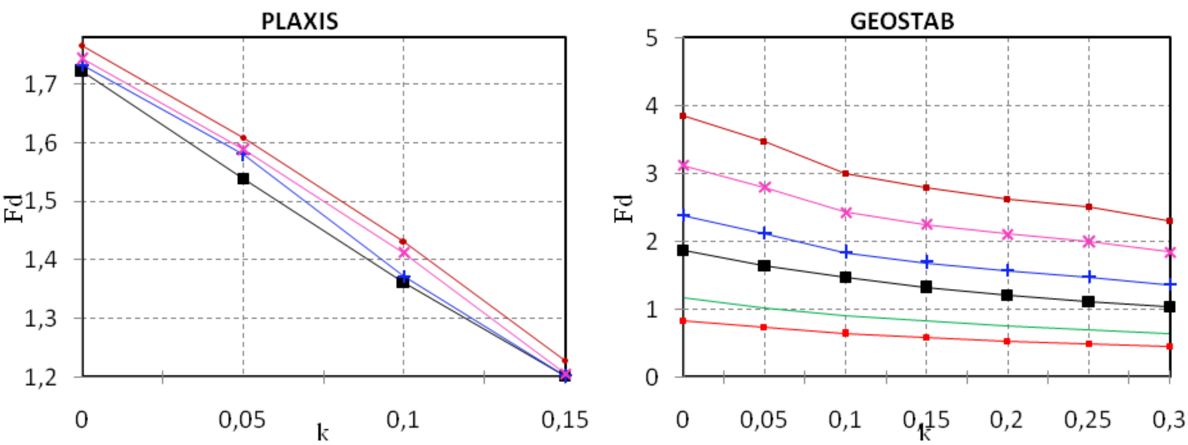


Figure 9.7 : Effet de la cohésion par PLAXIS et GEOSTAB.

9.3.4. La pente du talus

Les courbes de variation de la pente du talus nous indiquent que cette dernière joue un rôle important dans la stabilité de l'ouvrage. Le facteur de sécurité diminue considérablement lorsque la pente du talus augmente. La différence entre le facteur de sécurité donnée par les deux programmes et ce calcul pour k=0.15 et "β" égale à 21° est autour de 20% avec PLAXIS et 69.4% avec GEOSTAB. Il est remarquable aussi que pour un coefficient sismique égal à 0.3 quand la pente du talus augmente de l'angle 21° à 70° la stabilité est réduite de 75% dans cette étude et de 31% dans l'analyse réalisée par la méthode de Bishop. Cette réduction au niveau de la Fig. 9.8 est autour de 83%, 90% et 100% pour les coefficients 0.2, 0.1 et sous les conditions statiques respectivement. Par conséquent, le mécanisme de rupture est très important dans ce cas d'étude. Il est nécessaire de savoir quelle partie de la structure serait gravement déformée et où la surface de glissement critique pourrait être. Ces analyses ont permis d'avoir des conclusions perceptibles sur le mécanisme, la position et la forme non circulaire du glissement de ce type de barrage.

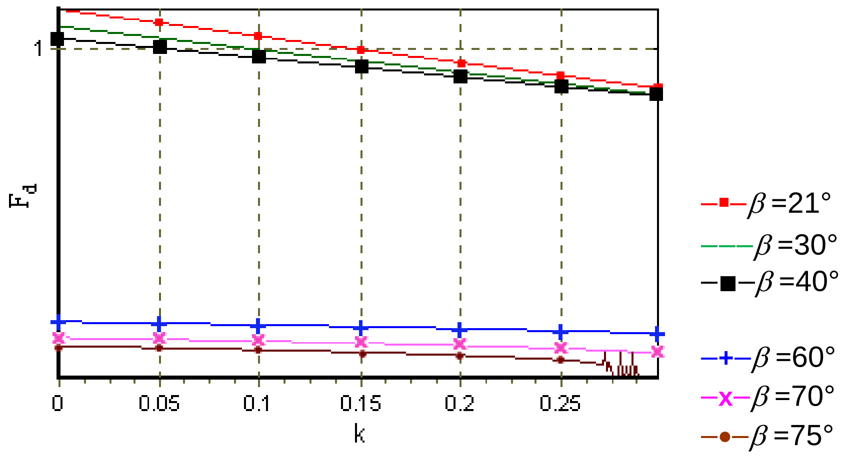


Figure 9.8 : Effet de la pente du talus.

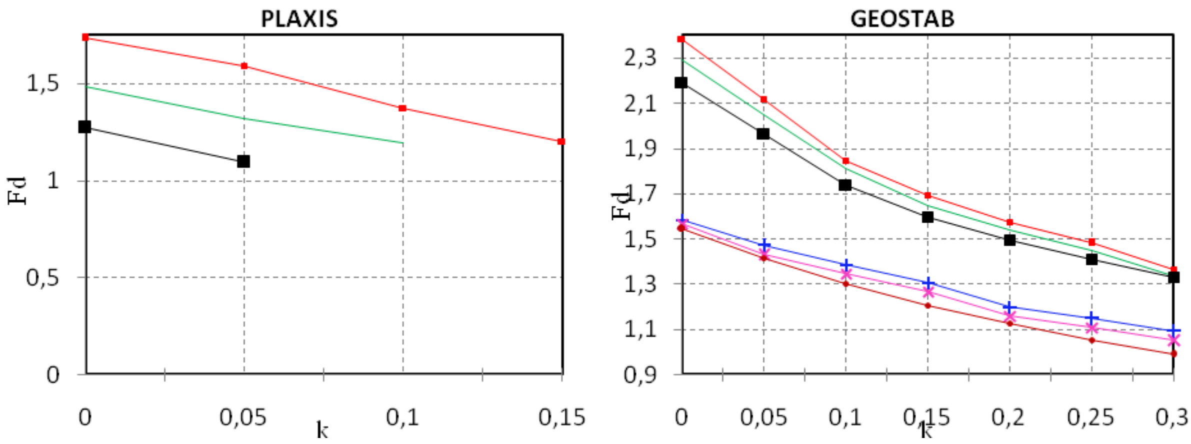


Figure 9.9 : *Effet de la pente du talus* par PLAXIS et GEOSTAB.

9.3.5. La pente du noyau

Les figures 9.10 et 9.11 correspondant à la variation du facteur de sécurité en fonction de la pente du noyau montrent que le facteur de sécurité devient plus faible avec l'augmentation de la pente. À partir d'une certaine valeur, il commence à croître quand la pente du noyau s'approche de la verticalité. Il est trouvé pour la pente 70° avec un coefficient sismique égal à 0.07, une différence qui est autour de 31.8% avec GEOSTAB et 37.58% avec PLAXIS.

Il est impératif de noter que le facteur de sécurité des pentes qui varient entre une pente supérieure à 31,5º et une pente inférieure à 70 º tend vers une valeur inférieure à "1" et reste constant tout le long de l'intervalle du coefficient sismique. Il s'avère pour ce modèle de paramètres physiques, mécaniques du sol et données géométriques du problème, mentionnées précédemment que la pente qui est égale à 70º offre une meilleure solution pour le problème étudié. Ainsi, nous pouvons conclure que l'augmentation de la pente du noyau permet d'améliorer la résistance au glissement sismique des barrages en terre dont la hauteur est inférieure à 15 m.

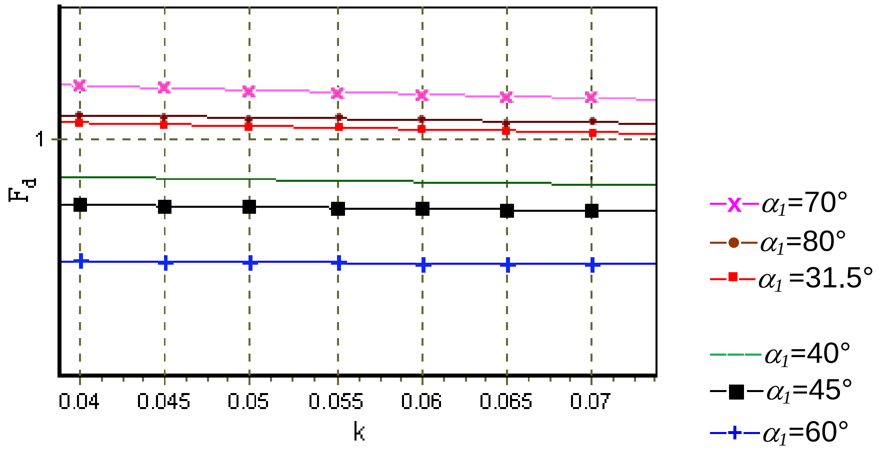


Figure 9.10 : *Effet de la pente du noyau.*

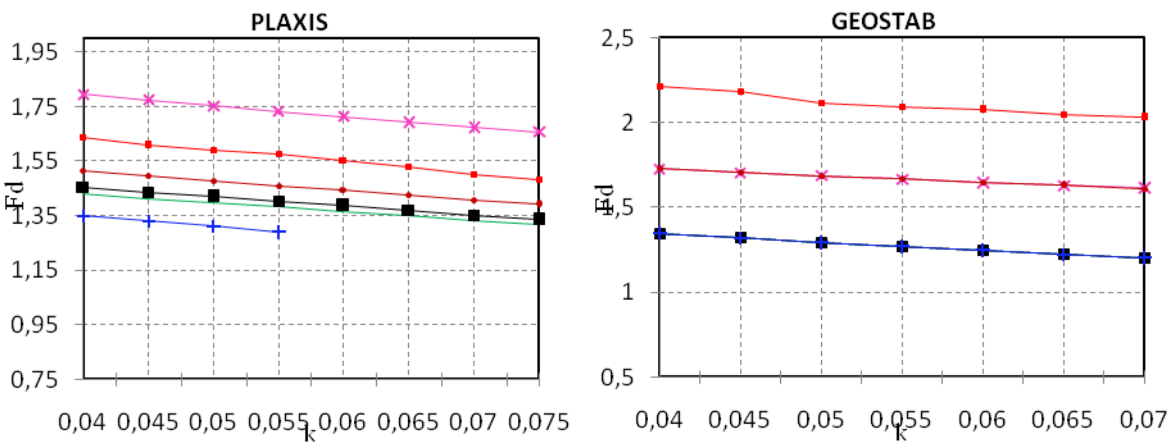


Figure 9.11 : *Effet de la pente du noyau* par PLAXIS et GEOSTAB.

9.3.6. La hauteur du talus

En effet, les courbes de variation de la hauteur montrent que pour un même matériau de la recharge et un même matériau du noyau caractérisés par leurs caractéristiques physiques et mécaniques décrites plus haut, la hauteur joue un rôle défavorable sur la sécurité contre le glissement.

Il est observé que les courbes de variation des hauteurs supérieures à 20 m garde la même allure et le facteur de sécurité est constamment inférieur à "1" quelque soit le coefficient sismique "k". Il est constaté que pour la hauteur de 15 m avec k=0.1, la différence de "F_d" entre PLAXIS et cette solution est autour de 9.2%. En ce qui concerne la hauteur du barrage qui est égale à 15 m le facteur de sécurité pseudo-statique devient plus inférieur que celui de la variation de 10 m de hauteur à partir de la valeur 0,12 du coefficient sismique, ce qui laisse penser que pour un ensemble donné de paramètres physiques et mécaniques du sol il faut respecter l'ensemble de paramètres géométriques qui doivent être réalisés.

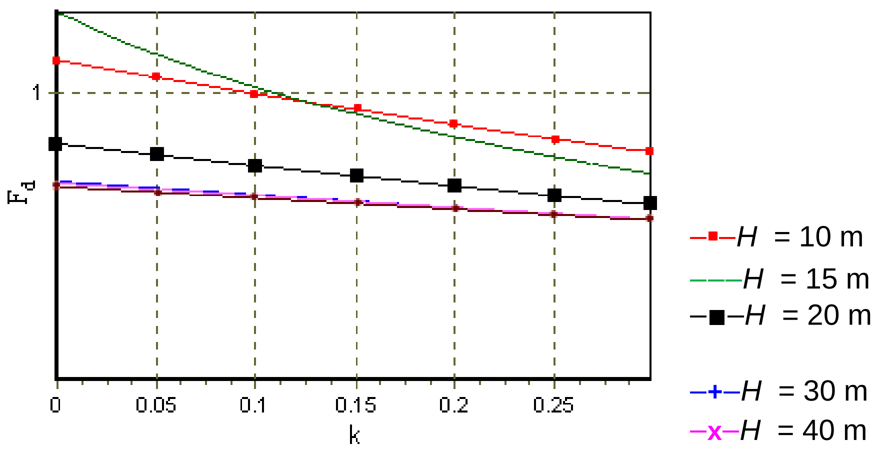


Figure 9.12 : *Effet de la hauteur du talus.*

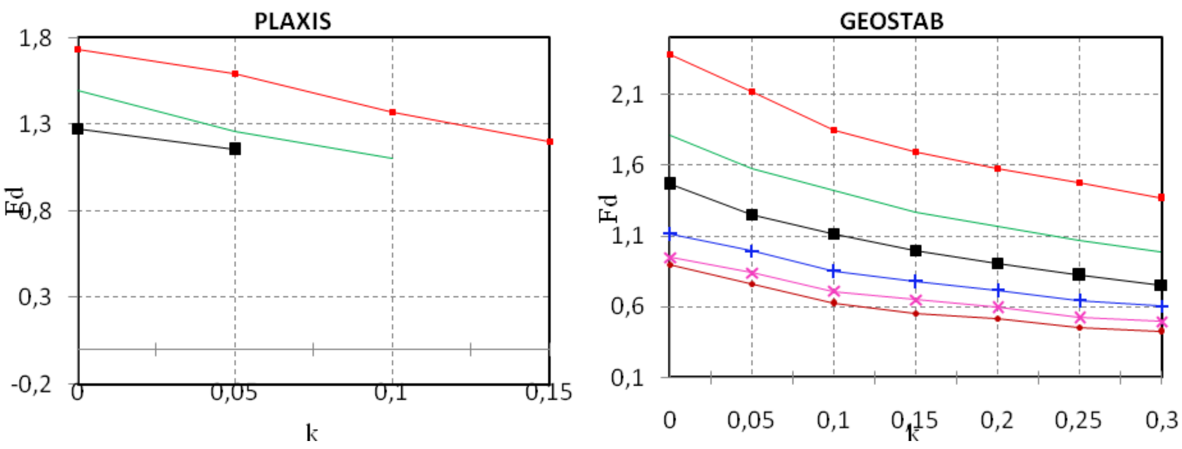


Figure 9.13 : *Effet de la hauteur du talus* par PLAXIS et GEOSTAB.

9.3.7. Le poids volumique du sol

En analysant les résultats, exposés sur la figure 9.14, on peut constater que, pour une valeur donnée du coefficient sismique k, le facteur de sécurité sismique est pratiquement constant lorsque la valeur du poids volumique est en deçà de 19 KN/m^3 ou au-delà de la valeur de 20 KN/m^3. Par contre, entre ces deux dernières valeurs, on constate là aussi comme pour l'effet de l'angle de frottement, un saut considérable de la valeur de "F_d", d'au minimum quatre fois. Il semble que, là aussi, on peut expliquer ce saut, par le fait que, pour des valeurs inférieures ou égales à 19 KN/m^3, le volume des vides est relativement important, impliquant une surpression interstitielle sismique ΔU qui influe considérablement sur le facteur de sécurité, le rendant presque nul. Par contre, pour des valeurs du poids supérieures ou égales à 20 KN/m^3, l'effet de ΔU devient de plus en plus significatif avec l'augmentation de l'amplitude du séisme représentée par le coefficient sismique "k". En d'autres termes, plus "k" augmente, plus "F_d" diminue assez rapidement. Il est constaté que pour les valeurs k=0.15 et γ=22 KN/m^3, la différence entre le "F_d" de l'étude présentée et celui donné par PLAXIS est autour de 23.6%.Ce qui pousse à conclure que le risque de rupture du côté amont du barrage est plus élevé que celui du côté aval étudié par PLAXIS.

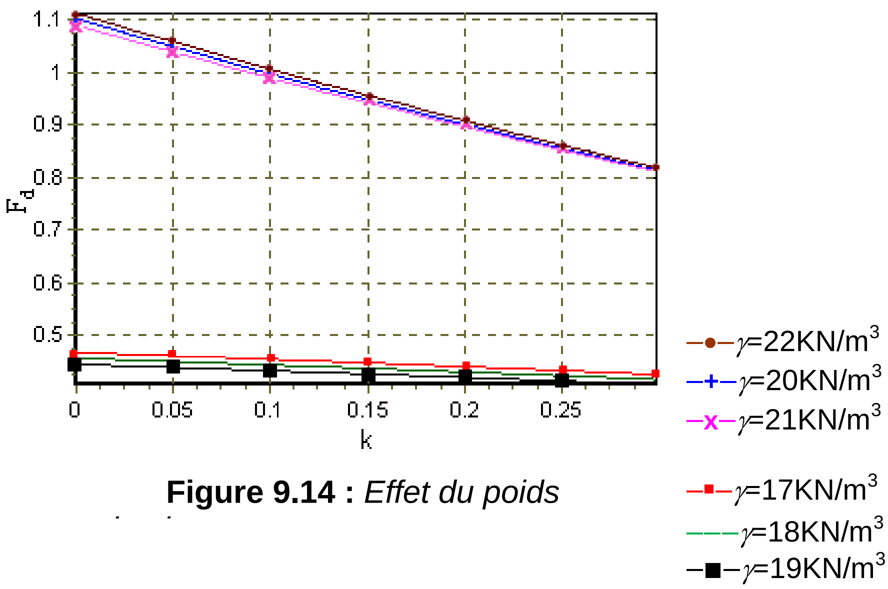


Figure 9.14 : *Effet du poids*

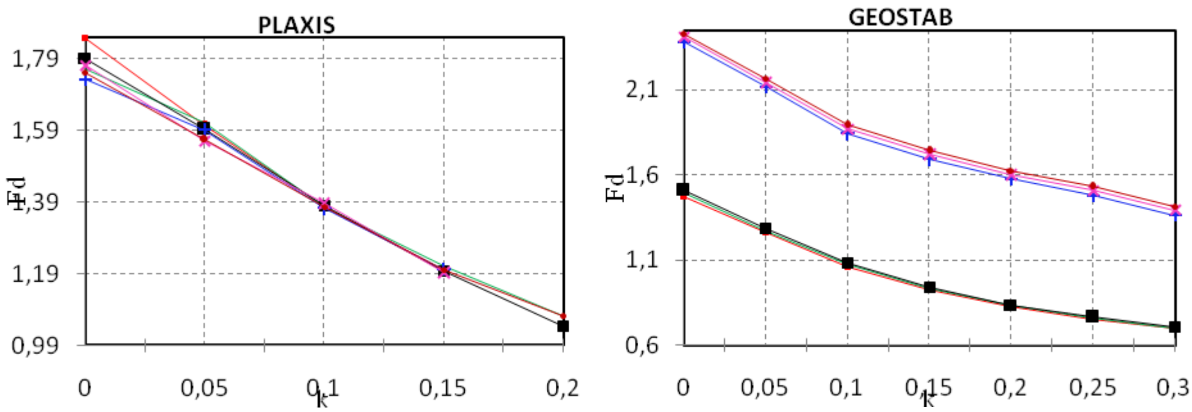


Figure 9.15 : *Effet du poids volumique* par PLAXIS et GEOSTAB*.*

9.3.8. Stabilité à l'état critique : Comparaison des résultats avec ceux des autres méthodes

L'accélération sismique critique est la valeur minimale au-delà de laquelle, le parement amont du barrage devient instable. Elle correspond à la valeur "1" du facteur de sécurité. Il est à noter que l'on considère ici la composante horizontale du séisme et non la composante verticale, du fait que celle-ci a un effet négligeable sur l'instabilité du barrage. Sur la base des résultats du tableau 9.2, il est remarquable que le coefficient sismique critique "K_c", évalué par la méthode adoptée, est plus petit que celui de toutes les autres méthodes ; le risque d'instabilité dans ce cas d'étude est donc plus important que celui des autres méthodes. il est remarquable aussi que lorsque la cohésion du noyau argileux varie entre 10 kPa et 70 kPa; la différence maximale "Δ_{max}" entre le coefficient sismique critique "K_c" de cette méthode et celui des autres méthodes est d'environ 8% pour PLAXIS, de 28% pour ABABQUS et 46% pour GEOSTAB. De même pour une variation de l'angle de frottement entre 25° et 30°, cette différence "Δ_{max}" est d'environ 5,8% pour PLAXIS, 16% pour ABAQUS et 39,6% pour GEOSTAB. Il est remarquable aussi que cette différence est d'environ 8,35%, 16,58% et 35,78% pour PLAXIS, ABAQUS et GEOSTAB respectivement, lorsque le poids volumique du sol pulvérulent, constituant la recharge amont varie entre 17 KN/m^3 et 22 KN/m^3. On en conclue par ces résultats :

−La présence du noyau central incliné vers l'aval a permis d'obtenir un bon serrage du noyau et de bien l'assoir sur la recharge en aval ce qui a procuré une meilleure résistance contre les pressions d'eau du réservoir. Par conséquent, les ΔU générées au niveau de la recharge amont ont causé un état limite plus critique et plus rapide dans le temps ;

−L'ampleur de glissement de la pente amont au niveau de l'étude présentée est plus critique et se produit bien avant que celle de la pente avale analysée par

PLAXIS. Donc, la pente amont se trouve dans des conditions plus critiques que celles de la pente avale ;

−Généralement, la méthode des blocs et celle de la réduction (C,φ) de résistance au cisaillement donnent des "F_d" et "K_c" plus faibles que ceux donnés par la méthode d'augmentation de la gravité et Bishop. Cette différence peut être attribuée aux effets ΔU de pressions négligées au niveau de ces deux dernières méthodes ;

Ces nombreux cas traités, poussent à conclure que les variations ΔU de pressions à l'intérieur des pores du sol constituant le remblai du barrage, causées par les charges cycliques survenues pendant un séisme influent drastiquement sur la stabilité de l'ouvrage. Ces cas d'études, laissent penser que la structure d'un barrage en terre zoné, demande une analyse plus particulière.

Il est à signaler que des études de recherche similaires telles que celles de (Yu et al., 2005; Choudhury et Mohd. Ahmed, 2007; Colomer Mendoza et al., 2009; Moayedi et al., 2010; Cihan et al., 2012) effectuées sur des cas de divers ouvrage, entre autres les ouvrages portuaires, les barrages en terre, les murs de soutènements, ... les résultats de cette contribution, comparés à ceux trouvés par ces recherche, donnent les mêmes allures de la variation du facteur de sécurité en fonction des différents paramètres considérés.

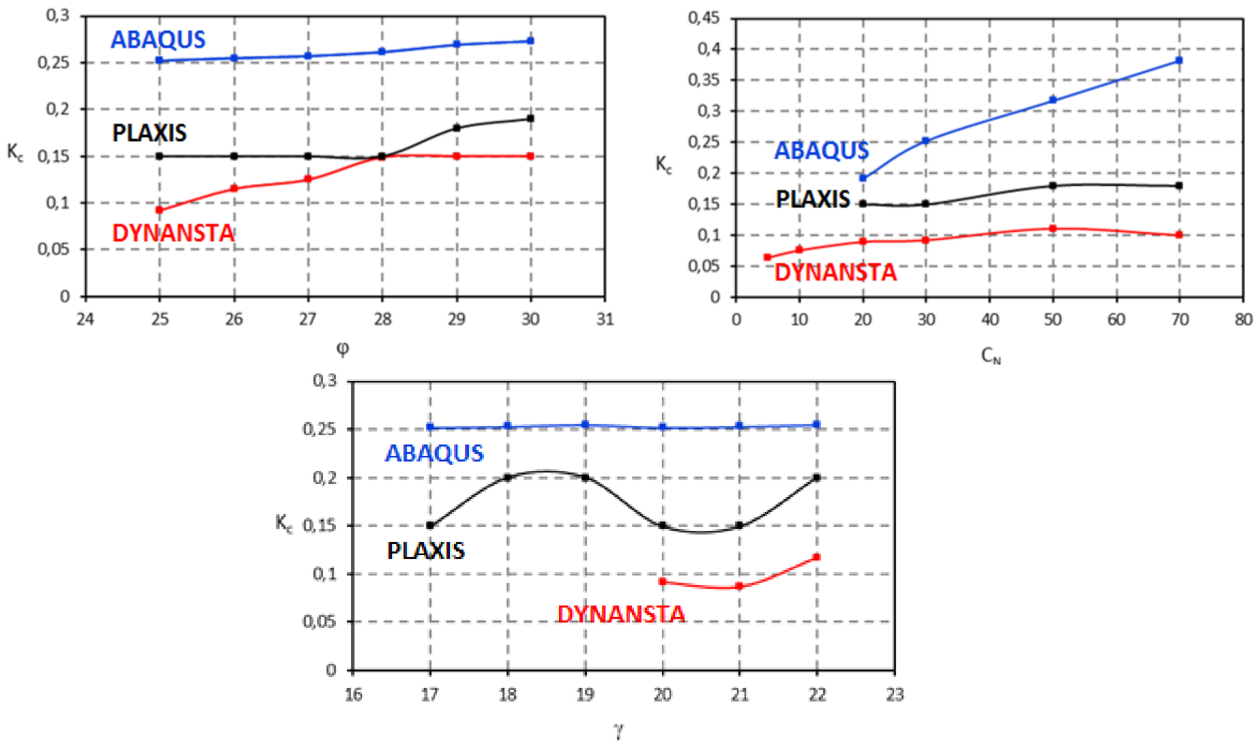


Figure 9.16 : les états critiques K_c en fonction des différentes variations

Les courbes de la figure 9.16 montrent que le coefficient sismique critique Kc, évalué par notre méthode est inférieur à celui obtenu par les autres méthodes ; alors notre méthode proposée est plus conservatrice. Des coefficients K_c plus élevés sont systématiquement obtenus avec le code ABAQUS, cela s'explique par le fait que l'effet de l'eau a été ici elu.

Tableau 9.2 : Comparaison de K_c à l'état critique des différentes méthodes.

			DYNANSTA		PLAXIS			ABAQUS			GEOSTAB		
φ	γ	C_N	K_c	F_d	K_c	F_d	Δ	K_c	F_d	Δ	K_c	F_d	Δ
		5	0.063	1	-	-	-	-	-	-	-	< 1	-
		10	0.075	1	-	-	-	-	-	-	0.05	1.024	-2.5
		20	0.089	1	0.15	1.202	6.08	0.191	1.139	10.18	0.3	1.042	21.08
		30	0.092	1	0.15	1.202	5.80	0.252	1.165	16	0.401	1.12	30.90
		50	0.111	1	0.18	1.094	6.94	0.317	1.247	20.64	0.55	1.051	43.94
		70	0.1	1.05	0.18	1.141	8	0.382	1.31	28.2	0.558	1.056	45.8
25			0.092	1	0.15	1.202	5.80	0.252	1.165	16	0.401	1.12	30.90
26			0.115	0.953	0.15	1.181	3.5	0.255	1.169	14	0.45	1.039	33.5
27			0.125	0.938	0.15	1.192	2.5	0.257	1.173	13.2	0.521	1.014	39.6
28			0.149	1.1	0.15	1.475	0.1	0.261	1.179	11.2	0.532	0.972	38.3
29			0.15	1.15	0.18	1.108	3.01	0.269	1.183	11.9	0.5	0.994	35
30			0.15	1.2	0.19	1.071	4	0.273	1.188	12.3	0.5	1.025	35
	17		[0, 0.3]	< 1	0.15	1.198	-	-	-	-	0.1	1.063	-
	18		[0, 0.3]	< 1	0.2	1.073	-	-	-	-	0.108	1.07	-
	19		[0, 0.3]	< 1	0.2	1.044	-	-	-	-	0.121	1.009	-
	20		0.092	1	0.15	1.202	5.80	0.252	1.165	16	0.401	1.12	30.90
	21		0.087	1	0.15	1.194	6.28	0.253	1.182	16.58	0.445	1.109	35.78
	22		0.117	1	0.2	1.072	8.35	0.255	1.19	13.85	0.473	1.11	35.65

9.4. Conclusion

Dans le cadre de la recherche du comportement d'un barrage à noyau incliné, subissant un chargement sismique, nous avons développé une méthode de calcul analytique permettant l'évaluation du facteur de sécurité relatif à la stabilité au glissement du parement amont du barrage soumis à un chargement sismique. Ce facteur de sécurité tient compte particulièrement de la surpression interstitielle ΔU qui se développe dans le sol pulvérulent constituant la recharge amont. En effet, lors d'un séisme, l'eau développe une surpression interstitielle ΔU, du fait qu'elle ne peut pas s'évacuer pendant la très courte durée de la secousse sismique.

Pour évaluer ce facteur de sécurité, nous avons tenu compte d'un ensemble de paramètres, aussi bien ceux liés au sol (cohésion "C_N", angle de frottement "φ", poids volumique "γ"), que ceux liés à la géométrie du barrage (pente du talus, hauteur du barrage, pente du noyau).

D'après les résultats, il semble que, pour une section donnée du barrage et un ensemble de paramètres mécaniques et physiques du sol, l'augmentation progressive de la pression interstitielle "U", due à l'accroissement de la surpression interstitielle ΔU, induisant une perte de résistance au cisaillement du sol, est la raison majeure de l'instabilité de la pente amont du barrage. Un calcul de validation est exécuté tout en comparant les résultats obtenus par cette contribution et les résultats d'autres méthodes d'analyse de la stabilité. Dans la majorité des cas, les résultats déclenchés par la comparaison sont très voisins en terme de facteur de sécurité. Bien que dans quelques cas notre facteur de sécurité est inférieur à celui des autres méthodes ce qui laisse à penser d'éviter l'emploie aveugle de ces dernières.

Nous avons constaté, à travers l'étude paramétrique effectuée, en admettant un glissement par blocs, que les caractéristiques mécaniques et géométriques de l'ouvrage ainsi que le coefficient sismique, jouent un rôle primordial pour la détermination de la valeur du facteur de sécurité. Aussi, et afin d'assurer la stabilité d'un barrage zoné, nous suggérons d'adopter un ensemble bien défini de paramètres géométriques du barrage et de caractéristiques mécaniques et physiques du sol, sur la base d'une étude appropriée de ce dernier. Finalement, nous proposons de recommander la conception des barrages à noyaux inclinés dans une zone sismique.

CONCLUSION GENERALE

Le retour d'expérience mondial montre que les barrages sont des ouvrages qui résistent bien aux sollicitations sismiques. Les barrages en remblai s'avèrent toutefois le type de barrage le plus sensible, en particulier lorsque le séisme peut générer des pressions interstitielles. Les barrages de Sheffield (E.U), Chang (Inde) et Fujinuma (Japon) se sont ainsi rompus après que les matériaux du barrage ou de la fondation se sont liquéfiés. Sur le barrage de Van Norman (E.U.) la rupture n'a été évitée que miraculeusement lors du séisme de San Fernando après la liquéfaction du remblai hydraulique amont. Il est bien évident que le tremblement de terre est la cause principale qui menace la stabilité des pentes. Les séismes peuvent affecter cette stabilité de trois façons :

- Les tremblements de terre produisent des accélérations verticales et horizontales qui peuvent atteindre jusqu'à 0.5g où g est l'accélération gravitationnelle. Ces accélérations risquent de changer la distribution des forces dans la masse du sol.
- La variation rapide et répétée des contraintes due au chargement et déchargement cycliques peut induire des changements dans les pressions interstitielles qui peuvent mener à la liquéfaction.
- Les secousses sismiques peuvent changer les propriétés de la force du cisaillement appliquée.

L'évolution de l'analyse de la stabilité des inclinaisons dans la construction géotechnique a suivi attentivement tous les développements dans la mécanique des sols et des roches, où la stabilité des pentes intéresse aussi bien les pentes naturelles que les talus artificiels (construits par les êtres humains). Cette stabilité a particulièrement une considération extrêmement importante dans la construction des barrages en terre.

L'étude menée dans le cadre de ce doctorat est divisée en trois parties. Nous avons présenté dans une première partie un résumé des études statistiques sur la sécurité sismique des barrages en terre vis-à-vis du risque de glissement. Par la suite une synthèse bibliographique des différentes méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité a été exposée. Elles se subdivisent en deux grandes catégories : la première est celle de calcul à l'équilibre limite où l'état actuel du système est évalué par une quantification de son écart à une situation d'un équilibre entre les forces internes et externes et les réactions du matériau le long d'une surface de rupture prédéterminée. Suivant ces méthodes, cet écart est appelé marge de sécurité, facteur de sécurité ou probabilité de rupture. La seconde est celle de calcul numérique comme par exemple la méthode des éléments finis. Le séisme est le risque majeur qui menace la stabilité, donc l'évaluation de la réponse sismique est d'une importance capitale dans l'estimation de la sécurité des ouvrages. Plusieurs approches plus ou moins complexes peuvent être utilisées pour estimer le mouvement sismique d'un ouvrage, allant de la méthode la plus simple : considération d'un ouvrage rigide dont le mouvement correspond à celui du rocher à la plus complexe : modélisation numérique de la réponse sismique de l'ouvrage et de sa fondation avec prise en compte d'un comportement réaliste des matériaux. Cette thèse s'intéresse uniquement aux méthodes simplifiées d'estimation du mouvement sismique, ne nécessitant pas d'efforts numériques et de caractérisation du sol importants. La fin de la première partie dresse le bilan des principales méthodes simplifiées disponibles dans la littérature pour l'évaluation de la réponse dynamique. Il s'agit de discuter les principales hypothèses sous-jacentes à ces méthodes et d'analyser leur applicabilité au cas particulier des barrages en terre.

La deuxième partie est une contribution à l'analyse de la stabilité des pentes d'un barrage en terre zoné où nous avons premièrement traité le problème statiquement. La stabilité statique sera rompue si les forces résistantes au glissement deviennent inférieures aux forces motrices. Cette stabilité est traduit par la détermination d'un facteur qui assure une marge de sécurité contre la rupture. Deuxièmement nous avons déterminé à l'aide de la méthode de "SARMA" les surpressions interstitielles générées par les contraintes du cisaillement cycliques induit par la propagation des ondes du cisaillement pendant un séisme. Troisièmement nous avons adopté la méthode standard intitulée "pseudostatique" pour entamer l'analyse dynamique. Il faut cependant rappeler que la quasi totalité des méthodes d'analyse de la stabilité des pentes employées actuellement font appel à un modèle rigide-plastique de comportement du sol et que les résultats obtenus ne sont guère contestables. Rappelons encore que de nombreuses méthodes qui se disent dynamiques restent basées sur le concept de "NEWMARK" et calculent une accélération critique par des analyses pseudostatiques. C'est dans le calcul de la distribution de l'accélération due au séisme dans le remblai qu'elles utilisent des hypothèses différentes comme par exemple comportement viscoélastique du sol et des méthodes de calcul plus sophistiquées comme la méthode des éléments finis. Les véritables méthodes dynamiques sont rares et leur utilisation est très délicate et très coûteuse. Il faut de toute façon noter que ces méthodes n'offrent pas une sécurité d'emploi absolue car l'influence de certains paramètres est encore mal connue. Cependant, les méthodes d'analyse plus sophistiquées en contrainte-déformation ne sont pas mentionnées car elles requièrent un investissement plus important pour préciser le comportement des matériaux et les conditions hydrauliques, pour modéliser les champs de contraintes et déformations et enfin pour interpréter les résultats

La troisième partie de ce travail se résume en premier lieu par une mise en œuvre numérique sous langage C^{++} du calcul analytique établit au niveau de notre contribution. Nous avons présenté les ordres principaux du logiciel développé "DYNANSTA" (**DYN**amic **AN**alysis **STA**bility). Un calcul de validation est exécuté tout en comparant les résultats obtenus par ce logiciel et les résultats d'autres méthodes d'analyse de la stabilité. Dans la majorité des cas, les résultats déclenchés par la comparaison sont très voisins en terme de facteur de sécurité. Bien que dans quelques cas notre facteur de sécurité est inférieur à celui des autres méthodes ce qui nous laisse à penser d'éviter l'emploie aveugle de ces dernières. Egalement, nous avons effectué une analyse dimensionnelle qui nous a permis de dégager séparément les différentes grandeurs à étudier notamment les caractéristiques physique et mécaniques du sol, les paramètres géométriques du barrage et les caractéristiques sismiques. L'étude paramétrique réalisée nous a permis de prédire le comportement statique et sismique de l'ouvrage. Nous avons, par la suite, comparé les résultats de cette étude paramétrique au calcul numérique de la stabilité sismique du barrage, par la méthode pseudo-statique, en modélisant le barrage par trois logiciels, en l'occurrence "PLAXIS", "ABAQUS" et "GEOSTAB".

Nous avons constaté, à travers l'étude paramétrique effectuée, en admettant un glissement par blocs, que les caractéristiques mécaniques et géométriques de l'ouvrage ainsi que le coefficient sismique, jouent un rôle primordial pour la détermination de la valeur du facteur de sécurité. Aussi, et afin d'assurer la stabilité d'un barrage zoné, nous suggérons d'adopter un ensemble bien défini de paramètres géométriques du barrage et de caractéristiques mécaniques et physiques du sol, sur la base d'une étude appropriée de ce dernier.

Finalement, nous proposons quelques recommandations qui peuvent être des thèmes pour des futures recherches :

1. Nous proposons de recommander la conception des barrages à noyaux inclinés dans une zone sismique ;
2. Afin d'assurer la stabilité d'un barrage zoné, nous suggérons d'adopter un ensemble bien défini de paramètres géométriques du barrage et de

caractéristiques mécaniques et physiques du sol, sur la base d'une étude appropriée de ce dernier ;

3. Etendre le traitement linéaire au traitement non linéaire ;
4. Etendre le problème à l'étude du phénomène de liquéfaction induit par un séisme ;
5. Etendre l'analyse exécutée par "DYNANSTA" sur toute la surface de l'ouvrage ;
6. Etendre le traitement au cas de décollement des deux blocs.
7. Renforcer la pente qui est sous les conditions les plus critiques par des éléments géosynthétiques de renforcement pour améliorer la stabilité de cette dernière.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] ABAQUS V.610 (2010) Manuel.

[2] Abbas, M., Shiro, T. and Sepand, S. (2011), Fujinuma Dam Performance during 2011 Tohoku Earthquake , Japan and Failure Mechanism by FEM Failure mechanism by FEM Swarm Intelligent-Based Tsunami Evacuation Dynamic : Due to the 2011 East Japan Great Earthquake and, 15 Wcee

[3] Ahangar-Asr, A., Toufigh, M.M., Salajegheh, A., 2012. Determination of the most probable slip surface in 3D slopes considering the effect of earthquake force direction. Computers Geosciences, Volume 45, pp.119-130.

[4] Ambraseys, N.N., 1960. “On the seismic behavior of earth dams”, Proceedings of the 2 nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol. I, pp. 331-345.

[5] Ambraseys, N. N. et Menu, J. (1988). Earthquake-induced ground displacements. Earthquake engineering & structural dynamics, 16(7): 985-1006.

[6] Bakir, B.S., Akiş, E., 2005. Analysis of highway embankment failure associated with the 1999 Düzce, Turkey earthquake. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 25, pp. 251-260

[7] Basudhar, P.K., Rao, N.S.V. K, Bhookya, M., and Dey, A., (2010) “2D FEM Analysis of Earth and Rockfill Dams under Seismic Condition”. Fifth International conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics”, San Diego California. May 24-29 2010.

[8] Biondi, G., Cascone, E., Maugerie, M., Motta, E., 2000. Seismic response of saturated cohesion less slopes. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 26, pp. 209-215.

[9] Biondi, G., Cascone, E., Maugerie, 2002. Flow and deformation failure of sandy slopes. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 22, Issues 9-12, pp. 1103-1114.

[10] Bishop, A.W., 1955. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, Volume 5, Issue 1, March 1955, pp. 7–17.

[11] Bouafia, A. (2004) "Stabilité des soutènements et talus-calcul pratique et problème résolus" pp: 294-305, Editeur PRACTICOM.

[12] Bray, J. D. et Rathje, E. M. (1998). Earthquake-induced displacements of solid-waste fills. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 124(March):242-253.

[13] Bray, J. D. et Travasarou, T. (2007). Simpli_ed procedure for estimating earthquakeinduced deviatoric slope displacements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(4):381-392.

[14] Chakraborty, S., Das, J. T., Banerjee, A., and Puppala, A. J. (2017b). "Effect of Erroneous Estimation of Small Strain Shear Moduli on Seismic Response of an Earth Dam." Indian Geotechnical Conference, Guwahati, pp.1–5.

[15] Chakraborty, S., Das, J. T., Puppala, A. J., and Banerjee, A. (2018b). "An approach to determine the natural frequency of earthen dams at different induced strain levels." Engineering Geology, Elsevier, 248(August 2018), pp. 330–345.

[16] Chang, Y. L., Huang, T. K., 2005. Slope stability analysis using strength reduction technique. Journal of the Chinese Institute of Engineers, Volume 28 (2), pp. 231-240.

[17] Chopra, A. (1966). Earthquake e_ects on dams. Th_ese de doctorat, University of California, Berkeley.

[18] Choudhury, D., Mohd. Ahmed, S., 2007. Stability of water front retaining wall subjected to pseudo-static earthquake forces. Ocean Engineering, Volume 34, pp. 1947-1954.

[19] Cihan, K., Yuksel, Y., Berilgen, M., Cevik, E.O., 2012. Behavior of homogeneous rubble mound breakwaters materials under cyclic loads. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 34, pp. 1-10.

[20] Colomer Mendoza, F.J., Ferrer Gisbert, A., Gallardo Izquierdo, A., Bovea, M.D., 2009. Safety factor nomograms for homogeneous earth dams less than ten meters high. Engineering Geology, Volume 105, pp. 231-238.

[21] Degoutte, G. (2002). "Petits barrages: recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi". Cemagref Editions.

[22] Didier, H. (1983) "Risque sismique et stabilité des pentes Application aux barrages", Thèse de Docteur Ingénieur présentée à l'université scientifique et Médicale de Grenoble.

[23] Di Maio, C., Vassallo, R., Vallario, M., Pascale, S., Sdao, F., 2010. Structure and kinematics of a landslide in a complex clayey formation of the Italian Southern Apennines. Engineering Geology, Volume 116,Issues 3-4, pp. 311–322.

[24] Durand, J.-M.; Royet, P.; Mériaux, P. (1999). "Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale". Editions Quae.

[25] EPFL École Polytechnique Fédérale de Lausanne.(2002). Cours Barrages : barrages en remblai types et matériaux.

[26] Fellenius, W., 1936. Calculation of the stability of earth dams. Proceedings of 2nd Congress on Large Dams, Volume 4, pp. 445–463.

[27] Ferrari, A., Ledesma, A., Gonzalez, D.A., Corominas, J., 2011. Effects of the foot evolution on the behaviour of slow-moving landslides. Engineering Geology, Volume 117, pp. 217–228.

[28] Franklin, A. et Chang, F. (1977). Permanent displacement of earth embankments by Newmark sliding block analysis.

[29] Fry, J. J. (2004). Evaluation de la stabilité sismique des digues. http://www.barrages cfbr.eu/IMG/pdf/2004__colloque_technique_12_session_1_fry_stabilite_sismique.pdf

[30] Gazetas, G., Garini, E., Berrill, J. B. et Apostolou, M. (2012). Sliding and overturning potential of Christchurch 2011 earthquake records. Earthquake Engineering & Structural Dynamics.

[31] Gaouar, M. (1997). "Approche fiabiliste de la stabilité des barrages en terre par simulation de champs aléatoires". Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont II.

[32] Gourc, J.P (1980) "Cours de stabilité des pentes". ENTPE 1980.

[33] Griffiths, D. V., Lane, P. A., 1999. Slope stability analysis by finite elements. Geotechnique, Volume 49 (3), pp. 387-403.

[34] Griffiths, D. V. (2001). "Stability analysis of highly variable soils by elasto-plastic finite elements." *Advanced Numerical Applications and Plasticity in Geomechanics*, International Centre for Mechanical Sciences, V. D. Griffiths and G. Gioda, eds., Springer, Vienna, 159–229.

[35] Harder, L. F., Kelson, K. I., Kishida, T. et Kayen, R. (2011). Preliminary observations of the Fujinuma Dam failure following the March 11, 2011 Tohoku Offshore Earthquake, Japan. Geotechnical Extreme Events Reconnaissance (GEER), pp. 1-29.

[36] Hori, T., Ueno, K., Matsushima, K., 2012. Damages of small earth dams induced by the 2011 earthquake of the Pacific Coast of Tohoku. Technical Report in NIRE, 213, pp. 175–199 (in Japanese).

[37] Hynes-Griffin, M. et Franklin, A. (1984). Rationalizing the seismic coefficient method. Rapport technique, US Army Engineer Waterways Experiment Station.

[38] ICOLD (2016). "International Commission Of Large Dams - Register of Dams - General Synthesis." from http://www.icoldcigb.org/GB/World_register/general_synthesis.asp.

[39] Janbu, N., 1973. Slope stability computations, Embankment-Dam Engineering. In: Hirschfeld, R.C., Poulos, S.J. (Eds.), Casagrande Volume. John Wiley& Sons, pp. 47–86.

[40] Jibson, R. W. (2007). Regression models for estimating coseismic landslide displacement. Engineering Geology, 91:209{218.

[41] Kahatadeniya, K.S., Nanakorn, P., Neaupane, K.M., 2009. Determination of the critical failure surface for slope stability analysis using ant colony optimization. Engineering Geology, Volume 108 (1-2), pp. 133–141.

[42] Kainthola, A., Singh, P., Wasnik, A., Sazid, M., and Singh, T. N. (2012b). "Finite Element Analysis of Road Cut Slopes using Hoek& Brown Failure Criterion." Int J Earth Sci Eng, 5, 1100–1109.

[43] Karbor-e- shyadeh, A.H., Soroush, A., 2008. A comparison between seismic behaviors of earth dams with inclined and vertical clay cores a numerical analysis approach. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.

[44] Kezdi, A. (1974). Handbook of Soil Mechanics. Elsevier, Amsterdam.

[45] Kim, M., Lee, S., Choo, Y., Kim, D., 2011. Seismic behaviors of earth core and concrete-faced rock-fill dams by dynamic centrifuge tests. Soil Dyn. Earthquake Eng. 31,1579-1593.

[46] Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering, volume 6.

[47] Kramer, S. L. et Smith, W. (1997). Modi_ed Newmark model for seismic displacements of compliant slopes. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, pages 635-644.

[48] Kramer, S.L. and Stewart, J.P "Geotechnical Aspects of Seismic Hazards," In: Earthquake Engineering: from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, Y. Bozorgnia, V. Bertero (Eds.), CRC Press, Chapter 4, 85 pp., 2004.

[49] Loudière, D., Hoonakker, M., & Le Delliou, P. (2014). Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques. 315p (Rapport rédigé à la demande du MEDDTL-DGPR).

[50] Loukidis, D., Bandini, P., Salgado, R., 2003. Stability of seismically loaded slopes using limit analysis. Geotechnique, Volume 53 (5), pp. 463-479.

[51] MA (1989). Techniques des barrages en aménagement rural, Ministère de l'Agriculture - Direction de l'Aménagement.

[52] Maji, V. B. (2017a). “An insight into slope stability using strength reduction technique.” *Journal of the Geological Society of India*, 89(1), 77–81.

[53] Makdisi, F. I. et Seed, H. B. (1977). A simpli_ed procedure for estimating earthquakeinduced deformations in dams and embankments. Rapport technique, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

[54] Makdisi, F. et Seed, H. (1978). Simpli_ed procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104(7):849{867.

[55] MALLET, T., Royet, P. et Cault, J.-B. (2004). Reconstruction de la digue d'Aramon après la crue de septembre 2002. In Colloque technique CFGB/MEDD : Sécurité des digues fluviales et de navigation.

[56] Masekanya, J. P. (2008). “Stabilité des pentes et saturation partielle - Etude expérimentale et modélisation numérique.” <http://bictel.ulg.ac.be/ETD-db/collection/available/ULgetd-06062008-160721/> (Nov. 21, 2020).

[57] Matsumoto, N. (2010). The recent earthquake and dam safety in Japan. In 8th IECS Innsbruck, pp. 571-576.

[58] Maula, B.H., Zhang, L., 2011. Assessment of embankment factor safety using two commercially available programs in slope stability analysis. Procedia Engineering, Volume 14, pp. 559-566.

[59] Meehan, C. L. et Vahedifard, F. (2013). Evaluation of simpli_ed methods for predicting earthquake-induced slope displacements in earth dams and embankments. Engineering Geology, 152(1):180-193.

[60] Mendoza, F.J.C., Gisbert, A.F., Izquierdo, A.G., Bovea, M.D., 2009. Safety factor nomograms for homogeneous earth dams less than ten meters high. Engineering Geology, Volume 105, pp. 231–238.

[61] Moayedi, H., B.K. Huat, B., Mohamed Ali, T.A., Haghighi, A.T., Asadi, A., 2010. Analysis of longitudinal cracks in crest of Doroodzan dam. EJGE 15, Bund. D, pp. 337-347.

[62] Mohri, Y., Masukawa, S., Hori, T., Ariyoshi, M., 2014. Damage to agricultural facilities. Soils Found. 54 (4), 588–607.

[63] Morgenstern, N.R., Price, V.E., 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, Volume 15, pp. 9–93.

[64] Murthy, V.N.S "Principles and practices of soil mechanics and foundation

Engineering" Geotechnical Engineering "Stability of slopes", pp: 365-411.

[65] Newmark, N. M. (1965). E_ects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique, 15(2):139{160.

[66] Obrzud, R., Truty, A. The Hardening Soil Model: A Practical Guidebook in Zsoil. PC 100701 report, revised 31.01.2012.

[67] Özkan, M.Y., Özyazicioglu, M., Aksar, U.D., 2006. An evaluation of Güldürcek dam response during 6 June 2000 Orta earthquake. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 26, pp. 405-419.

[68] Papadimitriou AG, Bouckovalas GD, Andrianopoulos KI (2014): Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 56, 57-73.

[69] Pelecanos, L. (2013). Seismic response and analysis of earth dams. Thèse de doctorat, Imperial College London.

[70] Pradel, D., Wartman, J. et Tiwari, B. (2013). Failure of the Fujinuma dams during the 2011 Tohoku earthquake. Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III, pp. 1559-1573.

[71] Prat, M., Bisch, E., Millard, A., Mestat, P., and Cabot, G. (1995). La modélisation des ouvrages. Hermes, Paris.

[72] Richards, J. R. et Elms, D. G. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 105(ASCE 14496).

[73] Sarma, S.K., 1973. Stability analysis of embankments and slopes. Geotechnique, Volume 23 (3), pp. 423–433.

[74] Sarma, S.K., 1975. Seismic stability of earth dams and embankments. Geotechnique, Volume 25 (4), pp. 743-761.

[75] Sarma, S.K., 1979. Response and stability of earth dams during strong earthquakes. Report Misc. GL-79-13,US Corps of Engineers, Vicksburg, Miss., USA.

[76] Sarma, S.K., 1981. Seismic displacement analysis of earth dams. Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107, GT12, pp. 1735-1739.

[77] Sarma, S.K., 1988. Seismic response and stability of earth dams. Seismic risk assessment and design of building structures, Ed. A. Koridze, Omega Scientific, pp. 143-160

[78] Sarma, S.K., Barbosa, M.R., 1985. Seismic stability analysis for rockfill with central clay cores. Geotechnique, Volume 35(3), pp. 319- 328.

[79] Sarma, S.K., Chowdhury, R.N., 1996. Simulation of pore pressures in earth structures during earthquakes. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering.
[80] Sarma, S.K., Jennings, D.N., 1980. A dynamic pore pressure parameter An. Proc. Int. Symp. Soils Under Cyclic and Transsient Loading, Ed. Pande, Swansea, England, 1 (2), pp. 295-298.
[81] Sawada, Y., Nakazawa, H., Oda, T., Kobayashi, S., Shibuya, S., Kawabata, T., 2018. Seismic performance of small earth dams with sloping core zones and geosynthetic clay liners using full-scale shaking table tests. Soils and Foundations 58 (2018) 519–533.
[82] Saygili, G. et Rathje, E. M. (2008). Empirical predictive models for earthquakeinduced sliding displacements of slopes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134:790-803.
[83] Seed, H.B., Sultan, H.A.,1967. Stability analysis for a sloping core embankment. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Volume 93 (4), pp. 69-83.
[84] Seed, H. B., Lee, K. L. et Idriss, I. M. (1969). Analysis of She_eld Dam failure Journal of Soil Mechanics & Foundations Divison, 95(6):1453-1490.
[85] Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M., Makdisi, F., 1973. Analysis of the slides in the San Fernando Dams during the earthquake of February 9 1971. Report No. UCB/EERC-88/04, University of California, Berkeley, CA, USA.
[86] Seed, H. B., Makdisi, F. I., Idriss, I. M. et Lee, K. L. (1975). The slides in the San Fernando Dams during the earthquake of February 9, 1971. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 101(7):651-688.
[87] Singh, R., Roy, D., & Jain, S. K. (2005). Analysis of earth dams affected by the 2001 Bhuj Earthquake. *Engineering geology*, *80*(3-4), 282-291.
[88] Singh, R., Roy, D., & Das, D. (2007). A correlation for permanent earthquake-induced deformation of earth embankments. *Engineering Geology*, *90*(3-4), 174-185.
[89] Singh, R., & Debasis, R. (2009). Estimation of earthquake-induced crest settlements of embankments. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 2(3), 515-525.
[90] Sivakumar Babu, G.L., Amit Srivastava, Sahana, V., 2007. Analysis of stability of earthen dams in kachchh region, Gujarat, India. Engineering Geology, Volume 94, Issues 3-4, Pages 123–136.
[91] Skempton, A. W. 1954 The pore-pressure coefficients A and B Reprinted from Geotechnique, 1954,4,143-147
[92] Spencer, E., 1973. Thrust line criterion in embankment stability analysis. Geotechnique, Volume 23 (1), pp. 85 –100.

[93] Sultan, H.A., Seed, H.B., 1967. Stability of sloping core earth dams. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Volume 93 (4), pp. 45-67.
[94] Swan, C. C., Seo, Y.-K., 1999. Limit state analysis of earthen slopes using dual continuum/FEM approaches. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Volume 23 (12), pp. 1359-1371.
[95] Tani, S., 1996. Damage to earth dams. Soils Found. 36, 263–272.
[96] Tomislav, I., 2006. A model for presentation of seismic pore water pressures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 26, pp. 191-199.
[97] Xu, B., and Low, B. K. (2006). “Probabilistic Stability Analyses of Embankments Based on Finite-Element Method.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, 132(11), 1444–1454.
[98] Ueng, T.S., Wu, C.W., Cheng, H.W., Chen, C.H., 2010. Settlements of saturated clean sand deposits in shaking table tests. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 30, pp. 50-60.
[99] Ueng, T.S., Wu, C.W., Lin, C.Y., Yu, R.Y., 2000. Pore water pressure changes in sands under earthquake loading. 12th World Conference on Earthquake Engineering.
[100] United States Bureau of Reclamation (USBR). (2012). Design of small dams. Oxford & IBH, New Delhi.
[101] Veylon, G., Luu, L.-H., Merckl_e, S., Bard, P.-Y., Delvall_ee, A., Carvajal, C. et Frigo, B. (2017). A simplied method for estimating newmark displacements of mountain reservoirs. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 100:518-528.
[102] Whitman, R. V. et Liao, S. (1985). Seismic design of gravity retaining walls. Rapport technique, U.S. Army Waterways Experiment Station. series and limits on scaling. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26:477- 482.
[103] Yamagami T., Jiang, J.C. (1997). A search for the critical slip surface in three dimensional slope stability analysis. Soil Foundation 37 (3) : 1- 16
[104] Yegian, M., Marciano, E. et V.G., G. (1991). Earthquake-induced permanent deformations : probabilistic approach. Journal of Geotechnical Engineering, 117:35-50.
[105] Yu, Y., Xie, L., Zhang, B., 2005. Stability of earth-rockfill dams: Influence of geometry on the three- dimensional effect. Computers and Geotechnics, Volume 32, pp. 326-339.
[106] Yuan, L., Liu, X., Wang, X., Yang, Y., Yang, Z., 2014. Seismic performance of earth-core and concrete faced rock-fill dams by large-scale shaking table tests. Soil Dyn. Earthquake Eng. 56, 1-12.
[107] Zeidan, B., Shahien, M., Elshemy, M., and Kirra, M. S. (2017). “Combined Seepage and Slope Stability Analysis of Failed Earthen Dams.” the Annual Meeting, 14.

[108] Zheng, H., 2012. A three-dimensional rigorous method for stability analysis of landslides. Engineering Geology, Volume 145–146, pp. 30–40.
[109] Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., Lewis, R.W., 1975. Associated and non associated visco-plasticity and Plasticity in soil mechanics. Geotechnique, Volume 25 (4), pp. 671-689.
[110] Zitouni, Z., 1985 Calcul de stabilité aux séismes des talus de barrages en terre par la méthode des blocs. Mémoire de D.E.A, présentée à l'université scientifique et Médicale de Grenoble.
[111] Zitouni, Z., 1988. Comportement tridimensionnel des sables. Thèse de doctorat, université Joseph Fourier, Grenoble I.

[112] Manuel C^{++}.

[113] Manuel GEOSTAB.
[114] PLAXIS V8.2 Manuel.

ANNEXE A :
DEVELOPPEMENT DU CALCUL ANALYTIQUE

I-Analyse statique :

I.1-Calcul du facteur de sécurité statique :

Développement du calcul de la stabilité de la pente prenant en considération que les forces statiques :

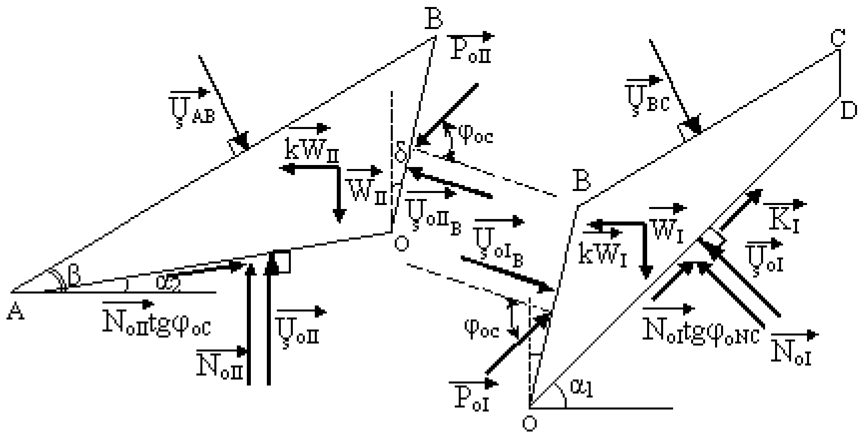


Figure A.1 *: Schéma des forces statiques agissant sur les deux blocs.*

L’équation d’équilibre s’écrit :

$$\sum \vec{F} = \vec{0} \qquad \text{(A-1)}$$

1)- Bloc I:

L'équation d'équilibre s'écrit :

$$\vec{P}_{oI} + \vec{W}_I + \vec{R}_I + +\vec{K}_I + \vec{U}_{s\ oI} + \vec{U}_{s\ oI_B} + \vec{U}_{s\ BC} = \vec{0} \qquad \text{(A-2)}$$

- Projection horizontale :

$$N_{oI}\sin\alpha_1 - P_{oI}\cos\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) + U_{S\ oI}\sin\alpha_1 - U_{S\ oI_B}\cos\delta - U_{S\ BC}\sin\beta = K_I\cos\alpha_1 + N_{oI}\ \mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\cos\alpha_1$$

(A-3)

- Projection verticale :

$$P_{oI}\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+N_{oI}\cos\alpha_1-U_{oI_B}\sin\delta-U_{BC}\cos\beta=N_{oI}\sin\alpha_1\,tg\varphi'_{oNC}+K_I\sin\alpha_1 \qquad \text{(A-4)}$$

En multipliant la première par sin(φ'_{oC}-δ), la seconde par cos(φ'_{oC}-δ) et en faisant la somme des équations obtenues nous aurons :

$$+\left.\begin{array}{l}(A\text{-}3)\times\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\\(A\text{-}4)\times\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\end{array}\right\}\Rightarrow$$

$$\begin{gathered}N_{oI}\sin\alpha_1\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+\underset{s}{U}_{oI}\sin\alpha_1\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-P_{oI}\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\underset{s}{U}_{oI_B}\cos\delta\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\\-\underset{s}{U}_{BC}\sin\beta\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)=K_I\cos\alpha_1\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+N_{oI}\,tg\varphi'_{oNC}\cos\alpha_1\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\end{gathered} \qquad \text{(A-5)}$$

$$\begin{gathered}N_{oI}\cos\alpha_1\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+\underset{s}{U}_{oI}\cos\alpha_1\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+P_{oI}\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\underset{s}{U}_{oI_B}\sin\delta\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\\-\underset{s}{U}_{BC}\cos\beta\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)=W_I\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-K_I\sin\alpha_1\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-N_{oI}\,tg\varphi'_{oNC}\sin\alpha_1\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\end{gathered} \qquad \text{(A-6)}$$

$\Leftrightarrow$

$$\begin{gathered}N_{oI}\left[\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right]-tg\varphi'_{oNC}\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right]\right]+\underset{s}{U}_{oI}\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right]-U_{oI_B}\sin\varphi'_{oC}\\-\underset{s}{U}_{BC}\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\beta\right]=W_I\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+K_I\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right]\end{gathered} \qquad \text{(A-7)}$$

$$N_{oI}=\frac{W_I\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+K_I\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right]-\underset{S}{U}_{oI}\cos\left(\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right)+\underset{S}{U}_{oI_B}\sin\varphi'_{oC}+\underset{S}{U}_{BC}\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\beta\right]}{\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right]-tg\varphi'_{oNC}\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right]} \qquad \text{(A-8)}$$

En multipliant l'équation (A-3) par cosα_1, l'équation (A-4) par sinα_1 et en faisant la différence des deux équations obtenues nous aurons :

$$-\left.\begin{array}{l}(A\text{-}3)\times\cos\alpha_1\\(A\text{-}4)\times\sin\alpha_1\end{array}\right\}\Rightarrow$$

$$\begin{cases}N_{oI}\sin\alpha_1\cos\alpha_1+\underset{s}{U}_{oI}\sin\alpha_1\cos\alpha_1-P_{oI}\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\cos\alpha_1-\underset{s}{U}_{oI_B}\cos\delta\cos\alpha_1-\underset{s}{U}_{BC}\sin\beta\cos\alpha_1\\\qquad=K_I\cos\alpha_1^2+N_{oI}\,tg\varphi'_{oNC}\cos\alpha_1^2\\N_{oI}\cos\alpha_1\sin\alpha_1+\underset{s}{U}_{oI}\cos\alpha_1\sin\alpha_1+P_{oI}\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\sin\alpha_1-\underset{s}{U}_{oI_B}\sin\delta\sin\alpha_1-\underset{s}{U}_{BC}\cos\beta\sin\alpha_1\\\qquad=W_I\cos\alpha_1-K_I\sin\alpha_1^2-N_{oI}\,tg\varphi'_{oNC}\sin\alpha_1^2\end{cases} \qquad \text{(A-9)}$$

$\Rightarrow$

$$N_{oI}tg\varphi'_{oNC} = W_I\sin\alpha_1 - K_I - P_{oI}\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right] - U_{s\,oI_B}\cos\left(\delta+\alpha_1\right) + U_{s\,BC}\sin\left(\alpha_1-\beta\right) \qquad \text{(A-10)}$$

De même en multipliant (A-3) par $\sin\alpha_1$ et (A-4) par $\cos\alpha_1$ et en faisant la somme des deux équations obtenues, nous aurons :

$$\left.\begin{array}{l} (A\text{-}3)\times\sin\alpha_1 \\ +\\ (A\text{-}4)\times\cos\alpha_1 \end{array}\right\} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} N_{oI}\sin\alpha_1^2 + U_{s\,oI}\sin\alpha_1^2 - P_{oI}\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\sin\alpha_1 - U_{s\,oI_B}\cos\delta\sin\alpha_1 - U_{s\,BC}\sin\beta\sin\alpha_1 \\ \qquad = K_I\cos\alpha_1\sin\alpha_1 + N_{oI}tg\varphi'_{oNC}\cos\alpha_1\sin\alpha_1 \\ N_{oI}\cos\alpha_1^2 + U_{s\,oI}\cos\alpha_1^2 + P_{oI}\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\cos\alpha_1 - U_{s\,oI_B}\sin\delta\cos\alpha_1 - U_{s\,BC}\cos\beta\cos\alpha_1 \\ \qquad = W_I\cos\alpha_1 - K_I\sin\alpha_1\cos\alpha_1 - N_{oI}tg\varphi'_{oNC}\sin\alpha_1\cos\alpha_1 \end{cases} \qquad \text{(A-11)}$$

$$N_{oI} + P_{oI}\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta-\alpha_1\right) - U_{S\,oI_B}\sin\left(\alpha_1+\delta\right) - U_{S\,BC}\cos\left(\alpha_1-\beta\right) = W_I\cos\alpha_1 \qquad \text{(A-12)}$$

de (A-12) :$\Rightarrow$

$$N_{oI} = W_I\cos\alpha_1 - U_{s\,oI} - P_{oI}\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right] + U_{s\,oI_B}\sin\left(\delta+\alpha_1\right) + U_{s\,BC}\cos\left(\alpha_1-\beta\right) \qquad \text{(A-13)}$$

Et remplaçant (N_{oI}) dans (A-10) :

$$\begin{aligned} &W_I\cos\alpha_1\,tg\varphi'_{oNC} - U_{s\,oI}tg\varphi'_{oNC} - P_{oI}tg\varphi'_{oNC}\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right] + U_{s\,oI_B}\sin\left(\delta+\alpha_1\right)tg\varphi'_{oNC} \\ &+ U_{s\,BC}\cos\left(\alpha_1-\beta\right)tg\varphi'_{oNC} = W_I\sin\alpha_1 - K_I - P_{oI}\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right] - U_{s\,oI_B}\cos\left(\delta+\alpha_1\right) + U_{s\,BC}\sin\left(\alpha_1-\beta\right) \end{aligned}$$

(A-14)

$\Rightarrow$

$$\begin{aligned} &P_{oI}\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right] - P_{oI}tg\varphi'_{oNC}\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right] = W_I\left(\sin\alpha_1 - \cos\alpha_1\,tg\varphi'_{oNC}\right) - K_I + U_{s\,oI}tg\varphi'_{oNC} \\ &+ U_{s\,BC}\left(\sin\left(\alpha_1-\beta\right) - \cos\left(\alpha_1-\beta\right)tg\varphi'_{oNC}\right) - U_{s\,oI_B}\left(\cos\left(\delta+\alpha_1\right) + \sin\left(\delta+\alpha_1\right)tg\varphi'_{oNC}\right) \end{aligned}$$

(A-15)

$$P_{oI}=\frac{K_I-W_I\left(\sin\alpha_1-\cos\alpha_1\,tg\varphi'_{oNC}\right)-U_{S\,oI}\,tg\varphi'_{oNC}+U_{S\,oIB}\left[\cos\left(\alpha_1+\delta\right)+\sin\left(\alpha_1+\delta\right)\,tg\varphi'_{oNC}\right]-U_{S\,BC}\left[\sin\left(\alpha_1-\beta\right)-\cos\left(\alpha_1-\beta\right)\,tg\varphi'_{oNC}\right]}{\left[\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right]tg\varphi'_{oNC}-\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_1\right]\right]}$$

(A-16)

2)- Bloc II:

- Projection horizontale :

$$N_{oII}\sin\alpha_2+U_{s\,oII}\sin\alpha_2+P_{oII}\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+U_{s\,oII_B}\cos\delta-U_{s\,AB}\sin\beta=N_{oII}tg\varphi'_{oC}\cos\alpha_2 \qquad \text{(A-17)}$$

- Projection verticale :

$$N_{oII}\cos\alpha_2+U_{s\,oII}\cos\alpha_2-P_{oII}\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+U_{s\,oII_B}\sin\delta-U_{s\,AB}\cos\beta=W_{II}-N_{oII}tg\varphi'_{oC}\sin\alpha_2 \qquad \text{(A-18)}$$

En multipliant la 1er (A-17) par $\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)$, la seconde (A-18) par $\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)$ et en faisant la somme des deux équations obtenues, nous aurons :

$$+\left.\begin{matrix}(A\text{-}17)\times\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\\(A\text{-}18)\times\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\end{matrix}\right\}\Rightarrow$$

$$\begin{cases}N_{oII}\sin\alpha_2\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+U_{s\,oII}\sin\alpha_2\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+P_{oII}\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+U_{s\,oII_B}\cos\delta\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\\-U_{s\,AB}\sin\beta\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)=N_{oII}tg\varphi'_{oC}\cos\alpha_2\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\\N_{oII}\cos\alpha_2\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+U_{s\,oII}\cos\alpha_2\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-P_{oII}\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)+U_{s\,oII_B}\sin\delta\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\\-U_{s\,AB}\cos\beta\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)=W_{II}\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-N_{oII}tg\varphi'_{oC}\sin\alpha_2\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\end{cases}$$

(A-19)

$\Rightarrow$

$$\begin{aligned}&N_{oII}\left[\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_2\right]-tg\varphi'_{oC}\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_2\right]\right]+U_{s\,oII}\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_2\right]\\&+U_{s\,oII_B}\sin\varphi'_{oC}-U_{s\,AB}\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\beta\right]=W_{II}\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\end{aligned} \qquad \text{(A-20)}$$

$$N_{oII}=\frac{W_{II}\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-U_{S\,oII}\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_2\right]-U_{S\,oI_B}\sin\varphi'_{oC}+U_{S\,AB}\cos\left[\left(\varphi'_{OC}-\delta\right)-\beta\right]}{\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_2\right]-tg\varphi'_{oC}\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_2\right]} \qquad \text{(A-21)}$$

En multipliant l'équation (A-17) par $\cos\alpha_2$, l'équation (A-18) par $\sin\alpha_2$ et en faisant la différence des deux équations obtenues, nous aurons :

$$-\left.\begin{array}{l}(A\text{-}17)\times\cos\alpha_2\\(A\text{-}18)\times\sin\alpha_2\end{array}\right\}\Rightarrow$$

$$\begin{cases}N_{oII}\sin\alpha_2\cos\alpha_2+U_{s\,oII}\sin\alpha_2\cos\alpha_2+P_{oII}\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\cos\alpha_2+U_{s\,oII_B}\cos\delta\cos\alpha_2-U_{s\,AB}\sin\beta\cos\alpha_2\\ \qquad =N_{oII}\mathrm{tg}\varphi'_{oC}\cos\alpha_2^2\\ N_{oII}\cos\alpha_2\sin\alpha_2+U_{s\,oII}\cos\alpha_2\sin\alpha_2-P_{oII}\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\sin\alpha_2+U_{s\,oII_B}\sin\delta\sin\alpha_2-U_{s\,AB}\cos\beta\sin\alpha_2\\ \qquad =W_{II}\sin\alpha_2-N_{oII}\mathrm{tg}\varphi'_{oC}\sin\alpha_2^2\end{cases}$$

(A-22)

$$\Rightarrow$$

$$N_{oII}\mathrm{tg}\varphi'_{oC}=W_{II}\sin\alpha_2+P_{oII}\cos\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_2\right]+U_{s\,oII_B}\sin\left(\delta+\alpha_2\right)+U_{s\,AB}\cos\left(\alpha_2-\beta\right) \qquad \text{(A-23)}$$

De même en multipliant (A-17) par $\sin\alpha_2$ et (A-18) par $\cos\alpha_2$ et en faisant la somme des deux équations obtenues, nous aurons :

$$+\left.\begin{array}{l}(A\text{-}17)\times\sin\alpha_2\\(A\text{-}18)\times\cos\alpha_2\end{array}\right\}\Rightarrow$$

$$\begin{cases}N_{oII}\sin\alpha_2^2+U_{s\,oII}\sin\alpha_2^2+P_{oII}\cos\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\sin\alpha_2+U_{s\,oII_B}\cos\delta\sin\alpha_2-U_{s\,AB}\sin\beta\sin\alpha_2\\ \qquad =N_{oII}\mathrm{tg}\varphi'_{oC}\cos\alpha_2\sin\alpha_2\\ N_{oII}\cos\alpha_2^2+U_{s\,oII}\cos\alpha_2^2-P_{oII}\sin\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)\cos\alpha_2+U_{s\,oII_B}\sin\delta\cos\alpha_2-U_{s\,AB}\cos\beta\cos\alpha_2\\ \qquad =W_{II}\mathrm{co}\alpha_2-N_{oII}\mathrm{tg}\varphi'_{oC}\sin\alpha_2\cos\alpha_2\end{cases} \qquad \text{(A-24)}$$

$$\Rightarrow$$

$$N_{oII}+U_{s\,oII}-P_{oII}\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_2\right]+U_{s\,oII_B}\sin\left(\delta+\alpha_2\right)-U_{s\,AB}\cos\left(\alpha_2-\beta\right)=W_{II}\cos\alpha_2 \qquad \text{(A-25)}$$

De (A-25) $\Rightarrow$

$$N_{oII}=W_{II}\cos\alpha_2-U_{s\,oII}+P_{oII}\sin\left[\left(\varphi'_{oC}-\delta\right)-\alpha_2\right]-U_{s\,oII_B}\sin\left(\delta+\alpha_2\right)+U_{s\,AB}\cos\left(\alpha_2-\beta\right) \qquad \text{(A-26)}$$

En remplaçant (N_{oII}) dans (A-23) :

$$W_{II}\cos\alpha_2\ tg\varphi'_{oC} - \underset{s}{U}_{oII}\ tg\varphi'_{oC} + P_{oI}\sin\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right]tg\varphi'_{oC} - \underset{s}{U}_{oII_B}\ \sin\left(\delta + \alpha_2\right)tg\varphi'_{oC}$$
$$+ \underset{s}{U}_{AB}\ \cos\left(\alpha_2 - \beta\right)tg\varphi'_{oC} = W_{II}\sin\alpha_2 + P_{oII}\cos\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right] + \underset{s}{U}_{oII_B}\ \cos\left(\delta + \alpha_2\right) + \underset{s}{U}_{AB}\ \sin\left(\alpha_2 - \beta\right)$$

(A-27)

$\Rightarrow$

$$P_{oII}\sin\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right]tg\varphi'_{oC} - P_{oII}\cos\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right] = W_{II}\left(\sin\alpha_2 - \cos\alpha_2\ tg\varphi'_{oC}\right) + \underset{s}{U}_{oII}\ tg\varphi'_{oC} \quad \text{(A-28)}$$

$$P_{oII} = \frac{W_{II}\left(\sin\alpha_2 - \cos\alpha_2 tg\varphi'_{oC}\right) + \underset{S}{U}_{oII}\ tg\varphi'_{oC} + \underset{S}{U}_{oIIB}\left[\cos\left(\alpha_2 + \delta\right) + \sin\left(\alpha_2 + \delta\right)\ tg\varphi'_{oC}\right] + \underset{S}{U}_{AB}\left[\sin\left(\alpha_2 - \beta\right) - \cos\left(\alpha_2 - \beta\right)\ tg\varphi'_{oC}\right]}{\left[\sin\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right]tg\varphi'_{oC} - \cos\left[\left(\varphi'_{oC} - \delta\right) - \alpha_2\right]\right]}$$

(A-29)

En égalisant les deux valeurs de "P" et en remplaçant :

$$\left\{\begin{array}{l} K_I = C'_{NC}\ OC = C'_N\ \dfrac{L}{F_0} \\ \underset{s}{U}_{oI} = U_{oI}\ L \\ \underset{s}{U}_{oII} = U_{oII}\ L' \\ \underset{s}{U}_{oI_B} = U_{oI_B}\ L'' \\ \underset{s}{U}_{oII_B} = U_{oII_B}\ L'' \\ \underset{s}{U}_{AB} = U_{AB}\ L_2 \\ \underset{s}{U}_{BC} == U_{BC}\ L_1 \end{array}\right. \quad \text{(A-30)}$$

Nous posons :

$$1 = \left[C'_N L - W_I F_0\left(\sin\alpha_1 - \cos\alpha_1 tg\varphi'_{oNC}\right) - U_{oI} L tg\varphi'_{oNC} F_0 + U_{oI_B} L''\left[\cos\left(\alpha_1 + \delta\right) + \sin\left(\alpha_1 + \delta\right)tg\varphi'_{oNC}\right]F_0\right.$$
$$\left. - U_{BC} L_1\left[\sin\left(\alpha_1 - \beta\right) - \cos\left(\alpha_1 - \beta\right)tg\varphi'_{oNC}\right]F_0\right]$$
$$\left[\cos\varphi'_{oC}\cos\left(\alpha_2 + \delta\right) + \sin\varphi'_{oC}\sin\left(\alpha_2 + \delta\right) - \sin\varphi'_{oC}\cos\left(\alpha_2 + \delta\right)tg\varphi'_{oC} + \cos\varphi'_{oC}\sin\left(\alpha_2 + \delta\right)tg\varphi'_{oC}\right]$$

$$
\begin{aligned}
1 = {} & C'_N L\cos\varphi'_{oC}\cos(\alpha_2+\delta) + C'_N L\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta) - C'_N L\sin\varphi'_{oC}\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC} + C'_N L\cos\varphi'_{oC} \\
& \sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC} - W_I\sin\alpha_1\cos\varphi'_{oC}\cos(\alpha_2+\delta)F_0 - W_I\sin\alpha_1\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)F_0 + W_I\sin\alpha_1\sin\varphi'_{oC} \\
& \cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 - W_I\sin\alpha_1\cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 + W_I\cos\alpha_1\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\cos\varphi'_{oC}\cos(\alpha_2+\delta)F_0 + \\
& + W_I\cos\alpha_1\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)F_0 - W_I\cos\alpha_1\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\sin\varphi'_{oC}\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 + W_I\cos\alpha_1\mathrm{tg}\varphi'_{oNC} \\
& \cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 - U_{oI}L\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\cos\varphi'_{oC}\cos(\alpha_2+\delta)F_0 - U_{oI}L\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)F_0 + \\
& U_{oI}L\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\sin\varphi'_{oC}\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 - U_{oI}L\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 + U_{oI_B}L''\cos(\alpha_1+\delta) \\
& \cos\varphi'_{oC}\cos(\alpha_2+\delta)F_0 + U_{oI_B}L''\cos(\alpha_1+\delta)\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)F_0 - U_{oI_B}L''\cos(\alpha_1+\delta)\sin\varphi'_{oC} \\
& \cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 + U_{oI_B}L''\cos(\alpha_1+\delta)\cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 + U_{oI_B}L''\sin(\alpha_1+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\cos\varphi'_{oC} \\
& \cos(\alpha_2+\delta)F_0 + U_{oI_B}L''\sin(\alpha_1+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)F_0 - U_{oI_B}L''\sin(\alpha_1+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\sin\varphi'_{oC} \\
& \cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 + U_{oI_B}L''\sin(\alpha_1+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 - U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\cos\varphi'_{oC} \\
& \cos(\alpha_2+\delta)F_0 - U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)F_0 + U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\sin\varphi'_{oC}\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 \\
& - U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 + U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta)\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\cos\varphi'_{oC}\cos(\alpha_2+\delta)F_0 + \\
& + U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta)\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)F_0 - U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta)\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\sin\varphi'_{oC}\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0 + \\
& U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta)\mathrm{tg}\varphi'_{oNC}\cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_{oC}F_0
\end{aligned}
\tag{A-31}
$$

En remplaçant $\sin\varphi'_{oC} = \frac{\mathrm{tg}\varphi'}{F_0}\times\cos\varphi'_{oC}$ et $\begin{cases} \mathrm{tg}\varphi'_{oNC} = \frac{\mathrm{tg}\varphi'_N}{F_0} \\ \mathrm{tg}\varphi'_{oC} = \frac{\mathrm{tg}\varphi'}{F_0} \Rightarrow \end{cases}$ (A-32)

$$
\begin{aligned}
1 = {} & \cos\varphi'_{oC}\Big[\,\big[\, C'_N L\cos(\alpha_2+\delta) - W_I\sin\alpha_1\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi' - W_I\sin\alpha_1\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi' + W_I\cos\alpha_1 \\
& \mathrm{tg}\varphi'_N\cos(\alpha_2+\delta) - U_{oI}L\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_N + 2U_{oI_B}L''\cos(\alpha_1+\delta)\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi' + U_{oI_B}L''\sin(\alpha_1+\delta) \\
& \cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_N - U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi' - U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi' + U_{BC}L_1 \\
& \cos(\alpha_1-\beta)\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'_N\,\big] + \big[-W_I\sin\alpha_1\cos(\alpha_2+\delta) + U_{oI_B}L''\cos(\alpha_1+\delta)\cos(\alpha_2+\delta) - U_{BC}L_1 \\
& \sin(\alpha_1-\beta)\cos(\alpha_2+\delta)\,\big]F_0 + \big[\,2C'_N L\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi' + W_I\sin\alpha_1\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'^2 + 2W_I\cos\alpha_1 \\
& \sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'\mathrm{tg}\varphi'_N - 2U_{oI}L\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'\mathrm{tg}\varphi'_N - U_{oI_B}L''\cos(\alpha_1+\delta)\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'^2 + 2U_{oI_B} \\
& L''\sin(\alpha_1+\delta)\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'\mathrm{tg}\varphi'_N + U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'^2 + 2U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta) \\
& \sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'\mathrm{tg}\varphi'_N\,\big]\frac{1}{F_0}\big[\,-C'_N L\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'^2 - W_I\cos\alpha_1\cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'^2\mathrm{tg}\varphi'_N + U_{oI}L \\
& \cos(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'^2\mathrm{tg}\varphi'_N - U_{oI_B}L''\sin(\alpha_1+\delta)\sin(\alpha_2+\delta)\mathrm{tg}\varphi'^2\mathrm{tg}\varphi'_N - U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta)\cos(\alpha_2+\delta) \\
& \mathrm{tg}\varphi'^2\mathrm{tg}\varphi'_N\,\big]\frac{1}{F_0^2}\,\Big]
\end{aligned}
\tag{A-33}
$$

et nous posons :

$$2 = F_0\Big[W_{II}\big(tg\varphi'_{oC}\cos\alpha_2 - \sin\alpha_2\big) - U_{oI}L'tg\varphi'_{oC} - U_{oII_B}L''\big[\cos(\alpha_2+\delta)+\sin(\alpha_2+\delta)tg\varphi'_{oC}\big]$$
$$- U_{AB}L_2\big[\sin(\alpha_2-\beta)-\cos(\alpha_2-\beta)tg\varphi'_{oC}\big]\Big]$$
$$\big[\sin\varphi'_{oC}\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi'_{oNC} - \cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'_{oNC} - \cos\varphi'_{oC}\cos(\alpha_1+\delta) - \sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta)\big]$$

(A-34)

$$2 = F_0\Big[W_{II}\cos\alpha_2\cos(\alpha_1+\delta)\sin\varphi'_{oC}tg\varphi'_{oNC}tg\varphi'_{oC} - W_{II}\cos\alpha_2\sin(\alpha_1+\delta)\cos\varphi'_{oC}tg\varphi'_{oNC}tg\varphi'_{oC}$$
$$- W_{II}\cos\alpha_2\cos(\alpha_1+\delta)\cos\varphi'_{oC}tg\varphi'_{oC} - W_{II}\cos\alpha_2\sin(\alpha_1+\delta)\sin\varphi'_{oC}tg\varphi'_{oC} - W_{II}\sin\alpha_2\cos(\alpha_1+\delta)$$
$$\sin\varphi'_{oC}tg\varphi'_{oNC} + W_{II}\sin\alpha_2\sin(\alpha_1+\delta)\cos\varphi'_{oC}tg\varphi'_{oNC} + W_{II}\sin\alpha_2\cos(\alpha_1+\delta)\cos\varphi'_{oC} + W_{II}\sin\alpha_2$$
$$\sin(\alpha_1+\delta)\sin\varphi'_{oC} - U_{oII}L'tg\varphi'_{oC}\cos(\alpha_1+\delta)\sin\varphi'_{oC}tg\varphi'_{oNC} + U_{oII}L'tg\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta)\cos\varphi'_{oC}tg\varphi'_{oNC}$$
$$+ U_{oII}L'tg\varphi'_{oC}\cos(\alpha_1+\delta)\cos\varphi'_{oC} + U_{oII}L'tg\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta)\sin\varphi'_{oC} - U_{oII_B}L''\cos(\alpha_2+\delta)\sin\varphi'_{oC}$$
$$\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi'_{oNC} + U_{oII_B}L''\cos(\alpha_2+\delta)\cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'_{oNC} + U_{oII_B}L''\cos(\alpha_2+\delta)\cos\varphi'_{oC}$$
$$\cos(\alpha_1+\delta) + U_{oII_B}L''\cos(\alpha_2+\delta)\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta) - U_{oII_B}L''\sin(\alpha_2+\delta)tg\varphi'_{oC}\sin\varphi'_{oC}\cos(\alpha_1+\delta)$$
$$tg\varphi'_{oNC} + U_{oII_B}L''\sin(\alpha_2+\delta)tg\varphi'_{oC}\cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'_{oNC} + U_{oII_B}L''\sin(\alpha_2+\delta)tg\varphi'_{oC}\cos\varphi'_{oC}$$
$$\cos(\alpha_1+\delta) + U_{oII_B}L''\sin(\alpha_2+\delta)tg\varphi'_{oC}\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta) - U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\sin\varphi'_{oC}\cos(\alpha_1+\delta)$$
$$tg\varphi'_{oNC} + U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'_{oNC} + U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\cos\varphi'_{oC}\cos(\alpha_1+\delta)$$
$$+ U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta) + U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)tg\varphi'_{oC}\sin\varphi'_{oC}\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi'_{oNC} - U_{AB}$$
$$L_2\cos(\alpha_2-\beta)tg\varphi'_{oC}\cos\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'_{oNC} - U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)tg\varphi'_{oC}\cos\varphi'_{oC}\cos(\alpha_1+\delta)$$
$$- U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)tg\varphi'_{oC}\sin\varphi'_{oC}\sin(\alpha_1+\delta)\Big]$$

(A-35)

$$2 = \cos\varphi'_{oC}\Big[$$
$$\Big[W_{II}\sin\alpha_2\cos(\alpha_1+\delta) + U_{oII_B}L''\cos(\alpha_1+\delta)\cos(\alpha_2+\delta) + U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\cos(\alpha_1+\delta)\Big]F_0$$
$$+\big[-W_{II}\cos\alpha_2\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi' + W_{II}\sin\alpha_2\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi' + W_{II}\sin\alpha_2\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi' + U_{oII}L'$$
$$\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi' + U_{oII_B}L''\cos(\alpha_2+\delta)\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'_N + U_{oII_B}L''\cos(\alpha_2+\delta)\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi' +$$
$$U_{oII_B}L''\sin(\alpha_2+\delta)\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi' + U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'_N + U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)$$
$$\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi' - U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi'\big] + \big[-W_{II}\cos\alpha_2\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'tg\varphi'_N - W_{II}$$
$$\cos\alpha_2\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'^2 - W_{II}\sin\alpha_2\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi'tg\varphi'_N + U_{oII}L'\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'tg\varphi'_N + U_{oII}$$
$$\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'^2 - U_{oII_B}L''\cos(\alpha_2+\delta)\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi'tg\varphi'_N + U_{oII_B}L''\sin(\alpha_2+\delta)\sin(\alpha_1+\delta)$$
$$tg\varphi'tg\varphi'_N + U_{oII_B}L''\sin(\alpha_2+\delta)\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'^2 - U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi'tg\varphi'_N -$$
$$U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'tg\varphi'_N - U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)\sin(\alpha_1+\delta)tg\varphi'^2\big]\frac{1}{F_0} + \big[W_{II}\cos\alpha_2$$
$$\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi'^2tg\varphi'_N - U_{oII}L'\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi'^2tg\varphi'_N - U_{oII_B}L''\sin(\alpha_2+\delta)\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi'^2tg\varphi'_N$$
$$+ U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)\cos(\alpha_1+\delta)tg\varphi'^2tg\varphi'_N\big]\frac{1}{F_0^2}\quad\Big]$$

(A-36)

Nous avons : $\frac{1\times F_0^2}{\cos\varphi'_{oC}} = \frac{2\times F_0^2}{\cos\varphi'_{oC}} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{2\times F_0^2}{\cos\varphi'_{oC}} - \frac{1\times F_0^2}{\cos\varphi'_{oC}} = 0 \quad \Leftrightarrow$ (A-37)

Nous aurons après tout calcul fait ; l'équation suivante du facteur de sécurité statique :

$$
\begin{aligned}
&\big[W_{II}\sin\alpha_2\cos(\delta+\alpha_1) + W_I\sin\alpha_1\cos(\delta+\alpha_2) + U_{oII_B}L''\cos(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_1) + U_{AB}\,L_2 \\
&\sin(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_1) - U_{oI_B}L''\cos(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_1) + U_{BC}\,L_1\sin(\alpha_1-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\big]F_0^3 \\
&+\big[2W_I\sin\alpha_1\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi' - W_I\cos\alpha_1\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N - W_{II}\cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi' \\
&+ W_{II}\sin\alpha_2\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N + W_{II}\sin\alpha_2\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi' + U_{oII}L'\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi' + U_{oII_B}L'' \\
&\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N + U_{oII_B}L''\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi' + U_{oII_B}L''\sin(\delta+\alpha_2) \\
&\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi' + U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N + U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi' \\
&- U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi' - C'_N\,L\cos(\delta+\alpha_2) + U_{oI}\,L\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N - 2U_{oI_B} \\
&L''\cos(\delta+\alpha_1)\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi' - U_{oI_B}L''\sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N + 2U_{BC}\,L_1\sin(\alpha_1-\beta) \\
&\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi' + U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N\big]F_0^2 + \\
&\big[2W_I\cos\alpha_1\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'tg\varphi'_N + W_I\sin\alpha_1\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'^2 - W_{II}\cos\alpha_2\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N \\
&- W_{II}\cos\alpha_2\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'^2 - W_{II}\sin\alpha_2\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N + U_{oII}L'\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N \\
&+ U_{oII}L'\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'^2 - U_{oII_B}L''\cos(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N + U_{oII_B}L''\sin(\delta+\alpha_2) \\
&\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N + U_{oII_B}L''\sin(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'^2 - U_{AB}\,L_2\sin(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_1) \\
&tg\varphi'tg\varphi'_N - U_{AB}\,L_2\cos(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'\,tg\varphi'_N - U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'^2 \\
&- 2C'_N\,L\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi' + 2U_{oI}L\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'tg\varphi'_N + U_{oI_B}\,L''\cos(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'^2 \\
&- 2U_{oI_B}L''\sin(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'tg\varphi'_N - U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'^2 - 2\,U_{BC}\,L_1 \\
&\cos(\alpha_1-\beta)\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'\,tg\varphi'_N\big]F_0 + \big[W_{II}\cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N\,tg\varphi'^2 + W_I\cos\alpha_1\cos(\delta+\alpha_2) \\
&tg\varphi'_N\,tg\varphi'^2 + C'_N\,L\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'^2 - U_{oII}\,L'\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N\,tg\varphi'^2 - U_{oII_B}L''\sin(\delta+\alpha_2) \\
&\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N tg\varphi'^2 - U_{oI}L\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N\,tg\varphi'^2 + U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi'_N \\
&tg\varphi'^2 + U_{oI_B}L''\sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N\,tg\varphi'^2 + U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi'_N tg\varphi'^2\big] = 0
\end{aligned}
$$

(A-38)

La résolution de l'équation (A-38) nous donne le facteur de sécurité statique F_0

I.2-Résolution de l'équation F_0 :

Nous remarquons que l'équation (A-38) est une équation de 3^{éme} degré. Toute équation du troisième degré peut être ramenée à la forme générale :

$$a_1x^3 + b_1x^2 + c_1x + d = 0$$ (A-39)

Cette forme générale se transforme en :

$$x^3 + ax^2 + bx + c = 0 \qquad \text{(A-40)}$$

Avec : $a = b_1/a_1$, $b = c_1/a_1$ et $c = d/a_1$.

Par le changement des variables. L'équation (A-40) se ramène à la forme :

$$t^3 + pt + q = 0 \qquad \text{(A-41)}$$

Avec :

$$p = b - \frac{a^2}{3} \qquad \text{(A-42)}$$

$$q = c - \frac{ab}{3} + \frac{2a^3}{27} \qquad \text{(A-43)}$$

Calculons le discriminant de (A-41) :

$$R = \left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{2}\right)^2 \qquad \text{(A-44)}$$

Trois cas sont possibles :

- Cas où R>0 :

L'équation (A-41) a une seule racine réelle et deux racines complexes conjuguées :

$$t_1 = y_1 - \frac{P}{3y_1} \qquad \text{(A-45)}$$

$$t_{2,3} = \frac{1}{2}\left(-y_1 + \frac{P}{3y_1}\right)^2 \pm \frac{\sqrt{3}}{2}\left(y_1 + \frac{P}{3y_1}\right)i \qquad \text{(A-46)}$$

avec $y_i = \sqrt[3]{\frac{-q}{2} - \sqrt{R}}$ (A-47)

et $i = \sqrt{-1}$ (unité imaginaire). (A-48)

- Cas où R = 0 :

L'équation (A-41) a une racine simple et une racine double.

- Racine simple :

$$t_1 = 2\sqrt[3]{\frac{-q}{2}} \qquad \text{(A-49)}$$

- Racine double :

$$t_2 = t_3 = -\sqrt[3]{\frac{-q}{2}} \tag{A-50}$$

- Cas où R < 0 :

  L'équation (A-41) a trois racines réelles et distinctes ; on pose

$$\rho = \sqrt{-\left(\frac{p}{2}\right)^3} \quad (\rho > 0) \tag{A-51}$$

  et $\cos\omega = -\frac{q}{2\rho}$ (A-52)

  Avec : $0 < \omega < \pi$

  On vérifie que :

$$\mathrm{tg}\omega = -\frac{2\sqrt{R}}{q} \tag{A-53}$$

  Nous aurons donc les racines :

$$t_1 = 2\sqrt{-\frac{P}{3}}\cos\frac{\omega}{3} \tag{A-54}$$

$$t_2 = 2\sqrt{-\frac{P}{3}}\cos\frac{\omega + 2\pi}{3} \tag{A-55}$$

$$t_3 = 2\sqrt{-\frac{P}{3}}\cos\frac{\omega + 4\pi}{3} \tag{A-56}$$

  ou simplement :

$$t_i = 2\sqrt{-\frac{P}{3}}\cos\frac{\omega + 2(i-1)\pi}{3} \tag{A-57}$$

  avec i = 1, 2 et 3

Remarques :

- Si les racines de l'équation (A-41) peuvent être calculées au moyen des formules de Cardan :

$$
\left.\begin{aligned} t_1 &= y_1 + \bar{y}_1 \\ t_2 &= \alpha_1 y_1 + \alpha_2 \bar{y}_2 \\ t_3 &= \alpha_2 y_1 + \alpha_1 \bar{y}_2 \end{aligned}\right\} \text{ avec } \begin{cases} y_1 = \sqrt[3]{-\dfrac{q}{2} + \sqrt{R}} \\ \bar{y}_1 = \sqrt[3]{-\dfrac{q}{2} - \sqrt{R}} \\ \alpha_{1,2} = -\dfrac{-1 \pm \sqrt{3}\, i}{2} \end{cases} \tag{A-58}
$$

- Une fois que les xi (a=1 à 3) déterminées au moyen de $x_i = t_i - a/3$ on vérifier si :

$$
\begin{aligned} &x_1 + x_2 + x_3 = -a \\ &x_1 x_2 + x_2 x_3 + x_3 x_1 = b \\ &x_1 x_2 x_3 = -c \end{aligned} \tag{A-59}
$$

II- Analyse Dynamique :

II.1-Calcul du facteur de sécurité dynamique :

Développement du calcul de la stabilité de pente d'un barrage en terre prenant en considération en plus des forces statiques la force pseudodynamique due au séisme :

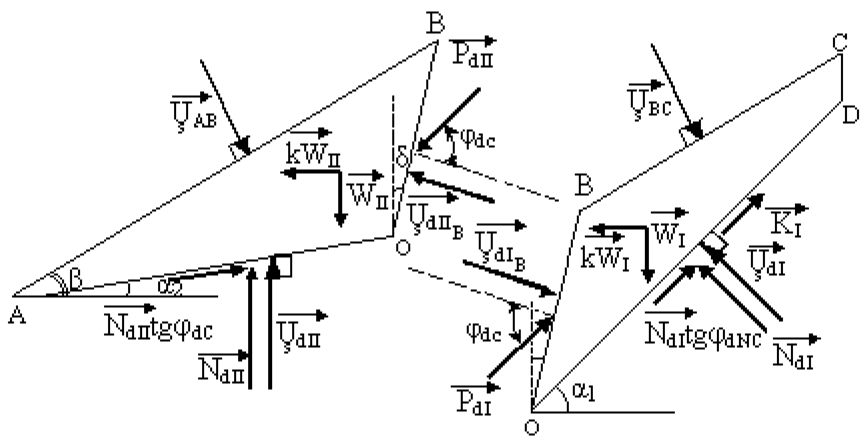


***Figure A.2** : Schéma des forces dynamiques agissant sur les deux blocs.*

Dans le cas d'une sollicitation dynamique représentée par une force sismique horizontale supposée pseudodynamique "S_i=kW_i", les équations de projections verticales restent les mêmes, tandis que celles de projections horizontales changent en rajoutant la force sismique "kW" :

$$
\sum \vec{F} = \vec{0} \Rightarrow \vec{N}_d + \vec{U}_{S\,d} + \vec{k}_I + \vec{P}_d + \vec{U}_{S\,dB} + \vec{K} + k\vec{W} + \vec{W} = \vec{0} \tag{A-60}
$$

1)- Bloc I:

- Projection horizontale :

$$N_{dI}\sin\alpha_1 + \underset{s}{U}_{dI}\sin\alpha_1 - P_{dI}\cos(\varphi_{dc}-\delta) + kW_I - U_{dI_B}\cos\delta - U_{BC}\sin\beta$$
$$= K_I\cos\alpha_1 + N_{dI}\,tg\varphi_{dNC}\cos\alpha_1 \qquad \text{(A-61)}$$

- Projection verticale :

$$N_{dI}\cos\alpha_1 + \underset{s}{U}_{dI}\cos\alpha_1 + P_{dI}\sin(\varphi_{dc}-\delta) - U_{dII_B}\sin\delta - U_{BC}\cos\beta$$
$$= W_I - K_I\sin\alpha_1 + N_{dI}\,tg\varphi_{dNC}\sin\alpha_1 \qquad \text{(A-62)}$$

En multipliant la 1er par $\sin(\varphi_{dc}-\delta)$ et la 2eme par $\cos(\varphi_{dc}-\delta)$ et en faisant la somme des équations obtenues, nous aurons :

$$+\left.\begin{matrix}(A\text{-}61)\times\sin(\varphi_{dc}-\delta)\\(A\text{-}62)\times\cos(\varphi_{dc}-\delta)\end{matrix}\right\}\Rightarrow$$

$$\begin{cases} N_{dI}\sin\alpha_1\sin(\varphi_{dc}-\delta) + \underset{s}{U}_{dI}\sin\alpha_1\sin(\varphi_{dc}-\delta) - P_{dI}\cos(\varphi_{dc}-\delta)\sin(\varphi_{dc}-\delta) + kW_I\sin(\varphi_{dc}-\delta) \\ -\underset{s}{U}_{dI_B}\cos\delta\sin(\varphi_{dc}-\delta) - \underset{s}{U}_{BC}\sin\beta\sin(\varphi_{dc}-\delta) \\ \qquad = K_I\cos\alpha_1\sin(\varphi_{dc}-\delta) + N_{dI}\,tg\varphi_{dNC}\cos\alpha_1\sin(\varphi_{dc}-\delta) \\ N_{dI}\cos\alpha_1\cos(\varphi_{dc}-\delta) + \underset{s}{U}_{dI}\cos\alpha_1\cos(\varphi_{dc}-\delta) + P_{dI}\sin(\varphi_{dc}-\delta)\cos(\varphi_{dc}-\delta) \\ -\underset{s}{U}_{dII_B}\sin\delta\cos(\varphi_{dc}-\delta) - \underset{s}{U}_{BC}\cos\beta\cos(\varphi_{dc}-\delta) \\ \qquad = W_I\cos(\varphi_{dc}-\delta) - K_I\sin\alpha_1\cos(\varphi_{dc}-\delta) - N_{dI}\,tg\varphi_{dNC}\sin\alpha_1\cos(\varphi_{dc}-\delta) \end{cases}$$

(A-63)

$\Rightarrow$

$$N_{dI}\left[\cos[(\varphi_{dc}-\delta)-\alpha_1] - tg\varphi_{dNC}\sin[(\varphi_{dc}-\delta)-\alpha_1]\right] + \underset{s}{U}_{dI}\cos[(\varphi_{dc}-\delta)-\alpha_1] + kW_I\sin(\varphi_{dc}-\delta)$$
$$= W_I\cos(\varphi_{dc}-\delta) + K_I\sin[(\varphi_{dc}-\delta)-\alpha_1]$$

(A-64)

En multipliant l'équation (A-61) par $\cos\alpha_1$, et l'équation (A-62) par $\sin\alpha_1$ et en faisant la différence des deux équations obtenues, nous aurons :

$$-\left.\begin{matrix}(A\text{-}61)\times\cos\alpha_1\\(A\text{-}62)\times\sin\alpha_1\end{matrix}\right\}\Rightarrow$$

$$\begin{cases} N_{dI}\sin\alpha_1\cos\alpha_1 + U_{s\,dI}\sin\alpha_1\cos\alpha_1 - P_{dI}\cos(\varphi_{dc}-\delta)\cos\alpha_1 + kW_I\cos\alpha_1 = K_I\cos\alpha_1{}^2 + N_{dI}\,tg\varphi_{dNC}\cos\alpha_1{}^2 \\ N_{dI}\cos\alpha_1\sin\alpha_1 + U_{s\,dI}\cos\alpha_1\sin\alpha_1 + P_{dI}\sin(\varphi_{dc}-\delta)\sin\alpha_1 = W_I\sin\alpha_1 - K_I\sin\alpha_1{}^2 - N_{dI}\,tg\varphi_{dNC}\sin\alpha_1{}^2 \end{cases}$$

(A-65)

$$\Rightarrow N_{dI}\,tg\varphi_{dNC} = W_I\sin\alpha_1 + k_I W_I\cos\alpha_1 - K_I - P_{dI}\cos[(\varphi_{dc}-\delta)-\alpha_1] \qquad \text{(A-66)}$$

De même en multipliant :

$$+\left.\begin{matrix}(A\text{-}61)\times\sin\alpha_1 \\ (A\text{-}62)\times\cos\alpha_1\end{matrix}\right\} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} N_{dI}\sin\alpha_1{}^2 + U_{s\,dI}\sin\alpha_1{}^2 - P_{dI}\cos(\varphi_{dc}-\delta)\sin\alpha_1 + kW_I\sin\alpha_1 = K_I\cos\alpha_1\sin\alpha_1 + N_{dI}\,tg\varphi_{dNC}\cos\alpha_1\sin\alpha_1 \\ N_{dI}\cos\alpha_1{}^2 + U_{s\,dI}\cos\alpha_1{}^2 + P_{dI}\sin(\varphi_{dc}-\delta)\cos\alpha_1 = W_I\cos\alpha_1 - K_I\sin\alpha_1\cos\alpha_1 - N_{dI}\,tg\varphi_{dNC}\sin\alpha_1\cos\alpha_1 \end{cases}$$

(A-67)

$\Rightarrow$

$$N_{dI} + U_{s\,dI} + P_{dI}\cos[(\varphi_{dc}-\delta)-\alpha_1] + kW_I\cos\alpha_1 = W_I\cos\alpha_1 \qquad \text{(A-68)}$$

de (A-68) $\Rightarrow N_{dI} = W_I\cos\alpha_1 - kW_I\cos\alpha_1 - U_{s\,dI} - P_{dI}\sin[(\varphi_{dc}-\delta)-\alpha_1]$ (A-69)

En remplaçant (N_{dI}) dans (A-68) :

$$\begin{aligned} &W_I\cos\alpha_1 tg\varphi_{dNC} - kW_I\sin\alpha_1 tg\varphi_{dNC} - U_{s\,dI}\,tg\varphi_{dNC} - P_{dI}\sin[(\varphi_{dc}-\delta)-\alpha_1]tg\varphi_{dNC} \\ &\quad = W_I\sin\alpha_1 + kW_I\cos\alpha_1 - K_I - P_{dI}\cos[(\varphi_{dc}-\delta)-\alpha_1] \end{aligned} \qquad \text{(A-70)}$$

$\Leftrightarrow$

$$\begin{aligned} &P_{dI}\cos[(\varphi_{dc}-\delta)-\alpha_1] - P_{dI}\sin[(\varphi_{dc}-\delta)-\alpha_1]tg\varphi_{dNC} \\ &\quad = W_I[\sin\alpha_1 - \cos\alpha_1 tg\varphi_{dNC} - k(\cos\alpha_1 + \sin\alpha_1 tg\varphi_{dNC})] - K_I + U_{s\,dI}\,tg\varphi_{dNC} \end{aligned} \qquad \text{(A-71)}$$

$$P_{dI} = \frac{W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1) - k_I - U_{s\,dI_B}\cos(\alpha_1+\delta) + U_{s\,BC}\sin(\alpha_1-\beta)}{\sin[(\varphi_{dC}-\delta)-\alpha_1]tg\varphi_{dNC} - \cos[(\varphi_{dC}-\delta)-\alpha_1]} \qquad \text{(A-72)}$$

2)- Bloc II:

De la même façon nous aurons :

$$P_{dII}=\frac{\left[\begin{array}{c} W_{II}\left[tg\varphi_{dC}\left(\cos\alpha_2-k\sin\alpha_2\right)-\left(\sin\alpha_2+k\cos\alpha_2\right)\right]-U_{s\,dIIB}\,tg\varphi_{dC}-U_{s\,dIIB}\left[\cos\left(\alpha_2+\delta\right)+\sin\left(\alpha_2+\delta\right)\,tg\varphi_{dC}\right] \\ -U_{s\,AB}\left[\sin\left(\alpha_2-\beta\right)-\cos\left(\alpha_2-\beta\right)\,tg\varphi_{dC}\right] \end{array}\right]}{\left[\cos\left[\left(\varphi_{dC}-\delta\right)-\alpha_2\right]-tg\phi_{dC}\sin\left[\left(\varphi_{dC}-\delta\right)-\alpha_2\right]\right]} \qquad \text{(A-73)}$$

En égalisant les deux valeurs de "P" nous aurons :

$$P_{dI}=P_{dII} \qquad \text{(A-74)}$$

Nous avons :

$$U_{s\,dI_B}=\Delta U_{I_B}\times OB \qquad \text{(A-75)}$$

$$\begin{aligned}\Delta U_{I_B}=B_R\Bigg[\sigma_{dnI_B}+\left[tg\varphi_{dC}-\left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right]\sigma_{dnI_B}tg\varphi_{dC}\\ -\sigma'_{onI\,B}-\left[tg\varphi'_{oC}-\left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi'_{oC}}\right]\sigma'_{onI\,B}tg\varphi'_{oC}-U_{oI_B}\Bigg]\end{aligned} \qquad \text{(A-76)}$$

On pose:

$$D_3=-\sigma'_{onI\,B}-\left[tg\varphi'_{oC}-\left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi'_{oC}}\right]\sigma'_{onI\,B}tg\varphi'_{oC}-U_{oI_B}$$

(A-77)

$$G_3=\sigma_{dnI_B}+\left[tg\varphi_{dC}-\left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right]\sigma_{dnI_B}tg\varphi_{dC} \qquad \text{(A-78)}$$

$$\Rightarrow\Delta U_{I_B}=B_R\left[G_3+D_3\right] \qquad \text{(A-79)}$$

Nous avons :

$$\sigma_{dnI_B}=\frac{1}{OB}\cos\varphi_{dC}\,\frac{C_{NC}L-W_I\left[\sin\alpha_1-\cos\alpha_1 tg\varphi_{dNC}+k\left(\cos\alpha_1+\sin\alpha_1 tg\varphi_{dNC}\right)\right]}{\sin\left[\left(\varphi_{dC}-\delta\right)-\alpha_1\right]tg\varphi_{dNC}-\cos\left[\left(\varphi_{dC}-\delta\right)-\alpha_1\right]} \qquad \text{(A-80)}$$

$\Rightarrow$

$$\sigma_{dnI_B}=\frac{1}{OB}\cos\varphi_{dC}\,\frac{W_I\left(\sin\alpha_1+k\cos\alpha_1\right)-C_{NC}L}{\cos\left[\left(\varphi_{dC}-\delta\right)-\alpha_1\right]} \qquad \text{(A-81)}$$

Donc:

$$G_3 = \frac{1}{OB}\cos\varphi_{dC} \times \frac{\left[W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1) - C_{NC}L\right] + \left[tg\varphi_{dC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right] tg\varphi_{dC}\cos\varphi_{dC}\left[W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1) - C_{NC}L\right]}{\cos\left[(\varphi_{dC} - \delta) - \alpha_1\right]}$$

$$G_3 = \frac{1}{OB}\cos\varphi_{dC}\frac{\left[W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1) - C_{NC}L\right]\left[1 + \left[tg\varphi_{dC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right] tg\varphi_{dC}\right]}{\cos\varphi_{dC}\cos(\delta + \alpha_1) + \sin\varphi_{dC}\sin(\delta + \alpha_1)} \quad \text{(A-82)}$$

On pose : $\sin\varphi_{dC} = \cos\varphi_{dC} tg\varphi_{dC}$

$\Rightarrow$

$$G_3 = \frac{1}{OB}\cos\varphi_{dC}\frac{\left[W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1) - C_{NC}L\right]\left[1 + \left[tg\varphi_{dC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right] tg\varphi_{dC}\right]}{\cos(\delta + \alpha_1) + tg\varphi_{dC}\sin(\delta + \alpha_1)} \quad \text{(A-83)}$$

alors : ΔU_{I_B}

$$OB \times \Delta U_{I_B} = \frac{B_R\left[\left[W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1) - C_{NC}L\right]\left[1 + \left[tg\varphi_{dC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right] tg\varphi_{dC}\right] + D_3 \times (OB)\left[\cos(\delta + \alpha_1) + tg\varphi_{dC}\sin(\delta + \alpha_1)\right]\right]}{\left[\cos(\delta + \alpha_1) + tg\varphi_{dC}\sin(\delta + \alpha_1)\right]}$$

(A-84)

Donc $U_{s\,dI_B}$:

$$U_{s\,dI_B} = \frac{\left[(B_R D_3)(OB)\left[\cos(\delta + \alpha_1) + tg\varphi_{dC}\sin(\delta + \alpha_1)\right] + B_R\left[W_I\left(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1\right) - C_{NC}L\right]\left[1 + \left[tg\varphi_{dC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right] tg\varphi_{dC}\right]\right]}{\left[\cos(\delta + \alpha_1) + tg\varphi_{dC}\sin(\delta + \alpha_1)\right]}$$

(A-85)

Nous avons : $U_{s\,dII_B} = \Delta U_{II_B} \times OB$ (A-86)

$$\Delta U_{II_B} = B_R\left[\sigma_{dnII_B} + \left[tg\varphi_{dC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right]\sigma_{dnII_B} tg\varphi_{dC} - \sigma'_{onIIB} - \left[tg\varphi'_{oC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi'_{oC}}\right]\sigma'_{onIIB} tg\varphi'_{oC} - U_{oII_B}\right] \quad \text{(A-87)}$$

Nous posons :

$$D_2 = -\sigma'_{onII_B} - \left[tg\varphi'_{oC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi'_{oC}}\right]\sigma'_{onII_B} tg\varphi'_{oC} - U_{oII_B} \quad \text{(A-88)}$$

$$G_2 = \sigma_{dnII_B} + \left[tg\varphi_{dC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right]\sigma_{dnII_B} tg\varphi_{dC} \quad \text{(A-89)}$$

$$\Rightarrow \Delta U_{II_B} = B_R\left[G_2 + D_2\right] \quad \text{(A-89)}$$

Nous avons :

$$\sigma_{dnII_B} = \frac{1}{OB}\cos\varphi_{dC}\frac{W_{II}\left[tg\varphi_{dC}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2) - (\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\right]}{\sin[(\varphi_{dC}-\delta)-\alpha_2] - tg\varphi_{dC}\sin[(\varphi_{dC}-\delta)-\alpha_2]} \quad \text{(A-90)}$$

alors :

$$G_2 = \frac{1}{OB}\cos\varphi_{dC}\frac{\left[\begin{array}{c} W_{II}\left[tg\varphi_{dC}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2) - (\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\right]\left[tg\varphi_{dC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right] \\ tg\varphi_{dC}\cos\varphi_{dC} W_{II}\left[tg\varphi_{dC}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2) - (\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\right] \end{array}\right]}{\left[\cos\left[(\varphi_{dC}-\delta) - \alpha_2\right] tg\varphi_{dC}\sin\left[(\varphi_{dC}-\delta) - \alpha_2\right]\right]}$$

(A-91)

$\Rightarrow$

$$G_2 = \frac{1}{OB} \times \frac{\left[\cos\varphi_{dC} W_{II}\left[tg\varphi_{dC}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2) - (\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\right]\left[1 + \left[tg\varphi_{dC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right]tg\varphi_{dC}\right]\right]}{\left[\cos\varphi_{dC}\cos(\delta+\alpha_2) + \sin\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2) - tg\varphi_{dC}\sin\varphi_{dC}\cos(\delta+\alpha_2) + tg\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2)\cos\varphi_{dC}\right]}$$

Nous posons : $\sin\varphi_{dC} = \cos\varphi_{dC} tg\varphi_{dC}$

$\Rightarrow$

$$G_2 = \frac{1}{OB} \times \frac{\left[W_{II}\left[tg\varphi_{dC}\left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right) - \left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right) \right]\left[1 + \left[tg\varphi_{dC} - \left(1 - 2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} \right] tg\varphi_{dC} \right] \right]}{\left[\cos\left(\delta + \alpha_2\right) + 2tg\varphi_{dC}\sin\left(\delta + \alpha_2\right) - tg\varphi_{dC}^2\cos\left(\delta + \alpha_2\right)\right]}$$

(A-92)

Alors : $\Delta U_{II_B} =$

$$OB \times \Delta U_{II_B} = \frac{\left[\begin{array}{c} W_{II}\left[tg\varphi_{dC}\left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right) - \left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right)\right]\left[1 + \left[tg\varphi_{dC} - \left(1 - 2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} \right] tg\varphi_{dC}\right] \\ + D_2 \times (OB)\left[\cos\left(\delta + \alpha_2\right) + 2tg\varphi_{dC}\sin\left(\delta + \alpha_2\right) - tg\varphi_{dC}^2\cos\left(\delta + \alpha_2\right)\right] \end{array} \right]}{\left[\cos\left(\delta + \alpha_2\right) + 2tg\varphi_{dC}\sin\left(\delta + \alpha_2\right) - tg\varphi_{dC}^2\cos\left(\delta + \alpha_2\right)\right]}$$

(A-93)

Donc $U_{s\,dII_B}$:

$$U_{s\,dII_B} = \frac{\left[\begin{array}{c} \left(B_R D_2\right)(OB)\left[\cos\left(\delta + \alpha_2\right) + 2tg\varphi_{dC}\sin\left(\delta + \alpha_2\right) - tg\varphi_{dC}^2\cos\left(\delta + \alpha_2\right)\right] \\ + B_R W_{II}\left[tg\varphi_{dC}\left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right) - \left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right)\right]\left[1 + \left[tg\varphi_{dC} - \left(1 - 2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} \right] tg\varphi_{dC}\right] \end{array} \right]}{\left[\cos\left(\delta + \alpha_2\right) + 2tg\varphi_{dC}\sin\left(\delta + \alpha_2\right) - tg\varphi_{dC}^2\cos\left(\delta + \alpha_2\right)\right]}$$

(A-94)

$$2 = \left[W_{II}\left[tg\phi_{dC}\left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right) - \left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right)\right] - U_{S\,dII}\,tg\varphi_{dC}\right]\left[\cos\left[\left(\varphi_{dC} - \delta\right) - \alpha_1\right]\right]F_d$$

(A-95)

Nous avons : $U_{s\,dII} = \Delta U_{II} \times (OA)$ (A-96)

Donc $U_{s\,dII}$:

$$U_{s\,dII} = \frac{\left[\begin{array}{c} (B_R D_1)(OA)\left[\cos(\delta+\alpha_2) + 2\,tg\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2) - tg\varphi_{dC}^2\cos(\delta+\alpha_2)\right] \\ + B_R W_{II}\left[tg\varphi_{dC}\left(\sin\delta - k\cos\delta\right) + \left(\cos\delta + k\sin\delta\right)\right]\left[1 + \left[tg\varphi_{dC} - (1-2A_R)\dfrac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right] tg\varphi_{dC}\right] \end{array}\right]}{\left[\cos(\delta+\alpha_2) + 2\,tg\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2) - tg\varphi_{dC}^2\cos(\delta+\alpha_2)\right]}$$

(A-97)

En égalisant $P_{dI} = P_{dII}$ (A-98)

et en faisant :

$$\begin{cases} K_I = C_{NC}\ L \\ U_{s\,dI} = U_{dI}\ L \\ U_{s\,dII} = U_{dII}\ L' \\ U_{s\,dI_B} = U_{dI_B}\ L'' \\ U_{s\,dII_B} = U_{dII_B}\ L'' \\ U_{s\,AB} = U_{AB}\ L_2 \\ U_{s\,BC} == U_{BC}\ L_1 \end{cases}$$ (A-99)

Nous posons : $P_{dI} = 1$ et $P_{dII} = 2 \Leftrightarrow 1 = 2$

Nous avons le numérateur $1 \times \left[\cos(\delta+\alpha_2) + 2tg\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2) - tg\varphi_{dC}^2\cos(\delta+\alpha_2)\right]$ (A-100)

Calculons

$$\left[\cos(\delta+\alpha_2) + 2tg\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2) - tg\varphi_{dC}^2\cos(\delta+\alpha_2)\right]$$
$$\left[\cos(\delta+\alpha_2) + 2tg\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2) - tg\varphi_{dC}^2\cos(\delta+\alpha_2)\right] = A$$

=

$$\cos(\delta+\alpha_2)^2+2\mathrm{tg}\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)-\mathrm{tg}\varphi_{dC}^2\cos(\delta+\alpha_2)^2+2\mathrm{tg}\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)$$
$$+4\,\mathrm{tg}\varphi_{dC}^2\sin(\delta+\alpha_2)^2-2\,\mathrm{tg}\varphi_{dC}^3\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)-\mathrm{tg}\varphi_{dC}^2\cos(\delta+\alpha_2)^2-2\,\mathrm{tg}\varphi_{dC}^3\cos(\delta+\alpha_2)$$
$$\sin(\delta+\alpha_2)+\mathrm{tg}\varphi_{dC}^4\cos(\delta+\alpha_2)^2=$$

$$\left[\cos(\delta+\alpha_2)^2+4\mathrm{tg}\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)-2\,\mathrm{tg}\varphi_{dC}^2\cos(\delta+\alpha_2)^2+4\,\mathrm{tg}\varphi_{dC}^2\sin(\delta+\alpha_2)^2\right.$$
$$\left.-4\,\mathrm{tg}\varphi_{dC}^3\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)+\mathrm{tg}\varphi_{dC}^4\cos(\delta+\alpha_2)^2\right]=$$

(A-101)

$$\left[\cos(\delta+\alpha_2)^2+4\mathrm{tg}\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)+\left(4\sin(\delta+\alpha_2)^2-2\cos(\delta+\alpha_2)^2\right)\mathrm{tg}\varphi_{dC}^2\right.$$
$$\left.-4\,\mathrm{tg}\varphi_{dC}^3\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)+\mathrm{tg}\varphi_{dC}^4\cos(\delta+\alpha_2)^2\right]=$$

Nous avons le numérateur $2\times[\cos(\delta+\alpha_1)+\mathrm{tg}\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_1)]$

Calculons :

$$B=[\cos(\delta+\alpha_1)+\mathrm{tg}\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_1)][\cos(\delta+\alpha_1)+\mathrm{tg}\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_1)]$$

$$=\cos(\delta+\alpha_1)^2+2\cos(\delta+\alpha_1)\sin(\delta+\alpha_1)\mathrm{tg}\varphi_{dC}+\sin(\delta+\alpha_2)^2\,\mathrm{tg}\varphi_{dC}^2$$

$$B=\left[\cos(\delta+\alpha_1)^2+2\cos(\delta+\alpha_1)\sin(\delta+\alpha_1)\mathrm{tg}\varphi_{dC}+\sin(\delta+\alpha_1)^2\,\mathrm{tg}\varphi_{dC}^2\right]$$

(A-102)

Donc le numéroteur de $1 \text{ x } \left[\cos(\delta+\alpha_2)+2\mathrm{tg}\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2)\mathrm{tg}\varphi_{dC}^2\cos(\delta+\alpha_2)\right]=3$

(A-103)

$$\Rightarrow 3=X.\overbrace{\left[\cos(\delta+\alpha_2)+2\mathrm{tg}\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_2)-\mathrm{tg}\varphi_{dC}^2\cos(\delta+\alpha_2)\right]^2}^{A} \qquad \text{(A-104)}$$

$$
X = \frac{\begin{aligned}&W_I\left(\sin\alpha_1+k\cos\alpha_1\right)\cos\left(\delta+\alpha_1\right)F_d-\left[\left(B_R D_3\right)(OB)\cos\left(\delta+\alpha_1\right)^2+B_R\left[W_I\left(\sin\alpha_1+k\cos\alpha_1\right)\right.\right.\\&\left.\left.\cos\left(\delta+\alpha_1\right)\right]+U_{BC}(BC)\sin\left(\alpha_1-\beta\right)\cos\left(\delta+\alpha_1\right)+W_I\left(\sin\alpha_1+k\cos\alpha_1\right)\sin\left(\delta+\alpha_1\right)tg\varphi_{dC}\\&-C_{NC}L\cos\left(\delta+\alpha_1\right)-\left[\left(B_R D_3\right)(OB)\sin\left(\delta+\alpha_1\right)\cos\left(\delta+\alpha_1\right)tg\varphi_{dC}+B_R\left[-W_I\left(\sin\alpha_1+k\cos\alpha_1\right)\right.\right.\\&\left.\left.\cos\left(\delta+\alpha_1\right)\left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}tg\varphi_{dC}-C_{NC}L\cos\left(\delta+\alpha_1\right)\right]\right]+U_{BC}(BC)\sin\left(\alpha_1-\beta\right)\sin\left(\delta+\alpha_1\right)tg\varphi_{dC}-C_{NC}\\&L\sin\left(\delta+\alpha_1\right)tg\varphi_{dC}-B_R\left[W_I\left(\sin\alpha_1+k\cos\alpha_1\right)\cos\left(\delta+\alpha_1\right)tg\varphi^2_{dC}+C_{NC}L\cos\left(\delta+\alpha_1\right)\left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\right.\\&\left.tg\varphi_{dC}\right]+B_R C_{NC}L\cos\left(\delta+\alpha_1\right)tg\varphi^2_{dC}\end{aligned}}{}
$$

(A-105)

$$
\begin{aligned}
3 =& \left[\;[1]\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2+\left[\;2\times\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2+1\times 4\,tg\varphi_{dC}\cos\left(\delta+\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right)\;\right]+\left[\;3\times\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2\right.\right.\\
&+2\times 4\,tg\varphi_{dC}\sin\left(\delta+\alpha_2\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right)+1\left(4\sin\left(\delta+\alpha_2\right)^2-2\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2\right)tg\varphi^2_{dC}\;\left.\right]+\left[\;4\times\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2\right.\\
&+3\times 4\,tg\varphi_{dC}\sin\left(\delta+\alpha_2\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right)+1\left(-4tg\varphi^3_{dC}\cos\left(\delta+\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right)\right)+2\left(4\sin\left(\delta+\alpha_2\right)^2\right.\\
&\left.-2\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2\right)tg\varphi^2_{dC}\;\left.\right]+\left[\;4\times 4\,tg\varphi_{dC}\sin\left(\delta+\alpha_2\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right)+3\times\left(4\sin\left(\delta+\alpha_2\right)^2-2\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2\right)\right.\\
&tg\varphi^2_{dC}+2\times\left(-4tg\varphi^3_{dC}\cos\left(\delta+\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right)\right)+1\times tg\varphi^4_{dC}\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2\;\left.\right]+\left[\;4\times\left(4\sin\left(\delta+\alpha_2\right)^2\right.\right.\\
&\left.-2\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2\right)tg\varphi^2_{dC}+3\times\left(-4tg\varphi^3_{dC}\cos\left(\delta+\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right)\right)+2\times tg\varphi^4_{dC}\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2\;\left.\right]+\\
&\left[\;4\times\left(-4tg\varphi^3_{dC}\cos\left(\delta+\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right)\right)+3\times tg\varphi^4_{dC}\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2\;\right]+\left[\;4\times tg\varphi^4_{dC}\cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2\;\right]\;\left.\right]
\end{aligned}
$$

(A-106)

En remplaçant

$$C_{NC}=\frac{C_N}{F_d}\ \text{ et }\ tg\varphi_{dC}=\frac{tg\varphi}{F_d} \tag{A-107}$$

$OB = L''$, $BC=L_1$ et $OA = L'$

Les 1, 2, 3 et 4 deviennent : 1', 2', 3' et 4'

$$3\times F_d^6 = [$$
$$\left[1'\cos(\delta+\alpha_2)^2\right]\times F_d^7 + [\ 2'\times\cos(\delta+\alpha_2)^2 + 1'\times 4\,\mathrm{tg}\varphi\,\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\ ]\times F_d^6 + [\ 3'\times\cos(\delta+\alpha_2)^2$$
$$+2'\times 4\,\mathrm{tg}\varphi\,\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)+1'\left(4\sin(\delta+\alpha_2)^2-2\cos(\delta+\alpha_2)^2\right)\mathrm{tg}\varphi^2\ ]\times F_d^5 + [\ 4'\times\cos(\delta+\alpha_2)^2$$
$$+3'\times 4\,\mathrm{tg}\varphi\,\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)+1'\left(-4\mathrm{tg}\varphi^3\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\right)+2'\left(4\sin(\delta+\alpha_2)^2\right.$$
$$\left.-2\cos(\delta+\alpha_2)^2\right)\mathrm{tg}\varphi^2\ ]\times F_d^4 + [\ 4'\times 4\,\mathrm{tg}\varphi\,\sin(\delta+\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)+3'\times\left(4\sin(\delta+\alpha_2)^2-2\cos(\delta+\alpha_2)^2\right)$$
$$\mathrm{tg}\varphi^2+2'\times\left(-4\mathrm{tg}\varphi^3\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\right)+1'\times\mathrm{tg}\varphi^4\cos(\delta+\alpha_2)^2\ ]\times F_d^3 + [\ 4'\times\left(4\sin(\delta+\alpha_2)^2\right.$$
$$\left.-2\cos(\delta+\alpha_2)^2\right)\mathrm{tg}\varphi^2+3'\times\left(-4\mathrm{tg}\varphi^3\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\right)+2'\times\mathrm{tg}\varphi^4\cos(\delta+\alpha_2)^2\ ]\times F_d^2 +$$
$$[\ 4'\times\left(-4\mathrm{tg}\varphi^3\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\right)+3'\times\mathrm{tg}\varphi^4\cos(\delta+\alpha_2)^2\ ]\times F_d + [\ 4'\times\mathrm{tg}\varphi_{dC}^4\cos(\delta+\alpha_2)^2\ ]\ ]$$

(A-108)

Tel que $1'=P'_1$, $2'=P'_2$, $3'=P'_3$, $4'=P'_4$ égalent :

$$P'_1 = +W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1)-\left(B_R D_3 L''\right)\cos(\delta+\alpha_1)^2 - B_R W_I$$
$$(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1)+U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\cos(\delta+\alpha_1)$$ (A-109)

$$P'_2 = +W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1)\sin(\delta+\alpha_1)\,\mathrm{tg}\varphi - C_N L\cos(\delta+\alpha_1)-\left(B_R D_3 L''\right)$$
$$\sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1)\,\mathrm{tg}\varphi - B_R W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\,\mathrm{tg}\varphi +$$
$$C_N B_R L\cos(\delta+\alpha_1)+U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\sin(\delta+\alpha_1)\mathrm{tg}\varphi$$

(A-110)

$$P'_3 = -C_N L\sin(\delta+\alpha_1)\,\mathrm{tg}\varphi - B_R W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1)\,\mathrm{tg}\varphi^2 - C_N B_R L\cos(\delta+\alpha_1)$$
$$(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\,\mathrm{tg}\varphi$$

(A-111)

$$P_4' = +B_R\ C_N\ L\cos(\delta+\alpha_1)\,\mathrm{tg}\varphi^2$$ (A-112)

Donc le numérateur $2\times[\cos(\delta+\alpha_1)+\mathrm{tg}\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_1)]^2\times F_d = 4$ (A-113)

$$4 = Y.\overbrace{[\cos(\delta+\alpha_1)+\mathrm{tg}\varphi_{dC}\sin(\delta+\alpha_1)]^2}^{B}\times F_d$$ (A-114)

$$
\begin{aligned}
Y = \; & -W_{II}\left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right) - \left(B_R D_2\right)(OB)\cos\left(\delta + \alpha_2\right)^2 + B_R W_{II}\left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right) \\
& \cos\left(\delta+\alpha_2\right) - U_{AB}\,(AB)\sin\left(\alpha_2-\beta\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right) + W_{II}\left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC} - 2 \\
& \left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC} - (OA)\left(B_R D_1\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC} - B_R W_{II}\left[\left(\cos\delta + k\sin\delta\right)\right. \\
& tg\varphi_{dC} - (OB)\left(B_R D_2\right) 3\cos\left(\delta+\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC} - B_R W_{II}\left[\left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right)\right. \\
& \cos\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC} - \left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC} + \left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right)\left(1-2A_R\right) \\
& \left.\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\, tg\varphi_{dC}\right] - U_{AB}\,(AB)\left[2\sin\left(\alpha_2-\beta\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC} - \cos\left(\alpha_2-\beta\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC} + W_{II}\left[2\right.\right. \\
& \left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^2 + \left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^2\left.\right] - (OA)\left(B_R D_1\right) \\
& 2\sin\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^2 - B_R W_{II}\left(\left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right) - \left(\cos\delta + k\sin\delta\right)\left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\, tg\varphi_{dC}^2\right) - (OB) \\
& \left(B_R D_2\right)\left(\left(2\sin\left(\delta+\alpha_2\right)^2 - \cos\left(\delta+\alpha_2\right)^2\right) tg\varphi_{dC}^2\right) - B_R W_{II}\left[-tg\varphi_{dC}^2\left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right)\right. \\
& \cos\left(\delta+\alpha_2\right)\left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} + \left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^2 \\
& \left.- \left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^2 + \left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right)\left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} tg\varphi_{dC}^2\right] \\
& - U_{AB}\,(AB)\left[-\sin\left(\alpha_2-\beta\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^2 - 2\cos\left(\alpha_2-\beta\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^2\right] + W_{II}\left[-\left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right)\right. \\
& \left.\cos\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^3\right] - (OA)\left(B_R D_1\right)\left[-\cos\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^3\right] - B_R W_{II}\left[\left(\cos\delta + k\sin\delta\right) tg\varphi_{dC}^3\right. \\
& \left.-\left(\sin\delta - k\cos\delta\right)\left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\, tg\varphi_{dC}^3\right] - (OB)\left(B_R D_2\right)\left[-\cos\left(\delta+\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^3\right] \\
& - B_R W_{II}\left[\left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^3 - \left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right)\left(1-2A_R\right)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\, tg\varphi_{dC}^3\right. \\
& \left.- \left(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^3\right] - U_{AB}\,(AB)\left[\cos\left(\alpha_2-\beta\right)\cos\left(\delta+\alpha_2\right) tg\varphi_{dC}^3\right] - B_R W_{II}\left[tg\varphi_{dC}^4\right. \\
& \left.\left(\sin\delta - k\cos\delta\right)\right] - B_R W_{II}\left[tg\varphi_{dC}^4\left(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2\right)\sin\left(\delta+\alpha_2\right)\right.
\end{aligned}
$$

(A-115)

$\Rightarrow$

$$
\begin{aligned}
4 = & \left[\left[1\right]\cos\left(\delta+\alpha_1\right)^2 + \left[2\times\cos\left(\delta+\alpha_1\right)^2 + 1\times 2\cos\left(\delta+\alpha_1\right)\sin\left(\delta+\alpha_1\right) tg\varphi_{dC}\right] + \left[3\times\cos\left(\delta+\alpha_1\right)^2\right.\right. \\
& \left.+ 2\times 2\cos\left(\delta+\alpha_1\right)\sin\left(\delta+\alpha_1\right) tg\varphi_{dC} + 1\times\sin\left(\delta+\alpha_1\right)^2 tg\varphi_{dC}^2\right] + \left[4\times\cos\left(\delta+\alpha_1\right)^2 + 3\times 2\, tg\varphi_{dC}\right. \\
& \left.\cos\left(\delta+\alpha_1\right)\sin\left(\delta+\alpha_1\right) + 2\times\sin\left(\delta+\alpha_1\right)^2 tg\varphi_{dC}^2\right] + \left[4\times 2\sin\left(\delta+\alpha_1\right)\cos\left(\delta+\alpha_1\right) tg\varphi_{dC} + 3\times\sin\left(\delta+\alpha_1\right)^2\right. \\
& \left.tg\varphi_{dC}^2 + 5\cos\left(\delta+\alpha_1\right)^2\right] + \left[4\times\sin\left(\delta+\alpha_1\right)^2 tg\varphi_{dC}^2 + 5\times 2\cos\left(\delta+\alpha_1\right)\sin\left(\delta+\alpha_1\right) tg\varphi_{dC}\right] + \left[5\times\right. \\
& \left.\left.\sin\left(\delta+\alpha_1\right)^2 tg\varphi_{dC}^2\right]\right]\times F_d
\end{aligned}
$$

(A-116)

En remplaçant $tg\varphi_{dC} = \dfrac{tg\varphi}{F_d}$, $OB = L^{''}$, $AB = L_2$ et $OA = L^{'}$ nous aurons :

$$4\times F_d^6 =$$
$$\left[1\times\cos(\delta+\alpha_1)^2\right]\times F_d^7 + [\ 2\times\cos(\delta+\alpha_1)^2 + 1\times 2\cos(\delta+\alpha_1)\sin(\delta+\alpha_1)\,\mathrm{tg}\varphi\ ]\times F_d^6 + [\ 3\times\cos(\delta+\alpha_1)^2$$
$$+ 2\times 2\cos(\delta+\alpha_1)\sin(\delta+\alpha_1)\,\mathrm{tg}\varphi + 1\sin(\delta+\alpha_1)^2\,\mathrm{tg}\varphi^2\ ]\times F_d^5 + [\ 4\times\cos(\delta+\alpha_1)^2 + 3\times 2\cos(\delta+\alpha_1)$$
$$\sin(\delta+\alpha_1)\mathrm{tg}\varphi + 2\times\sin(\delta+\alpha_1)^2\,\mathrm{tg}\varphi^2\ ]\times F_d^4 + [\ 4'\times 2\ \sin(\delta+\alpha_1)\cos(\delta+\alpha_1)\mathrm{tg}\varphi + 3\times\sin(\delta+\alpha_1)^2\,\mathrm{tg}\varphi^2$$
$$+ 5\times\cos(\delta+\alpha_1)^2\ ]\times F_d^3 + [\ 4\times\sin(\delta+\alpha_1)^2\,\mathrm{tg}\varphi^2 + 5\times 2\cos(\delta+\alpha_1)\sin(\delta+\alpha_1)\mathrm{tg}\varphi\ ]\times F_d^2 +$$
$$[\ 5\times\mathrm{tg}\varphi^4\sin(\delta+\alpha_1)^2\ ]\times F_d \tag{A-117}$$

Tel que $1=P_1, 2=P_2, 3=P_3, 4=P_4$ et $5=P_5$:

$$P_1 = -W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2) - \left(B_R D_2 L''\right)\cos(\delta+\alpha_2)^2 + B_R W_{II}$$
$$(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)^2 - U_{AB} L_2 2\sin(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_2) \tag{A-118}$$

$$P_2 = +W_{II}\left[(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi - 2\,(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi\right] -$$
$$\left(B_R D_1 L'\right)\cos(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi - B_R W_{II}(\cos\delta + k\sin\delta)\,\mathrm{tg}\varphi - \left(B_R D_2 L''\right)$$
$$3\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi - B_R W_{II}(\mathrm{co}\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi + B_R W_{II}$$
$$(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\mathrm{tg}\varphi - B_R W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}$$
$$\mathrm{tg}\varphi - U_{AB}\ L_2\ 2\sin(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi + U_{AB}\ L_2\ \cos(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi \tag{A-119}$$

$$P_3 = +W_{II}\,2\,(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi^2 + W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\mathrm{tg}\varphi^2$$
$$-2\left(B_R D_1 L'\right)\mathrm{tg}\varphi^2 - B_R W_{II}(\sin\delta - k\cos\delta)\,\mathrm{tg}\varphi^2 + B_R W_{II}(\cos\delta + k\sin\delta)$$
$$(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\,\mathrm{tg}\varphi^2 - \left(B_R D_2 L''\right)\left[2\sin(\delta+\alpha_2)^2 - \cos(\delta+\alpha_2)^2\right]\mathrm{tg}\varphi^2$$
$$+ B_R W_{II}(\mathrm{co}\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\,\mathrm{tg}\varphi^2 - B_R W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)$$
$$\cos(\delta+\alpha_2)\mathrm{tg}\varphi^2 - B_R W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\,\mathrm{tg}\varphi^2 + U_{AB} L_2$$
$$\sin(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi^2 + U_{AB} L_2 2\cos(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_2)\,\mathrm{tg}\varphi^2 \tag{A-120}$$

$$P_4 = -W_{II}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^3 + (B_R D_1 L^{'})\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^3 - B_R W_{II}$$
$$(\cos\delta + k\sin\delta)\,tg\varphi^3 + B_R W_{II}(\sin\delta - k\cos\delta)(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\,tg\varphi^3 + (B_R D_2 L^{''})$$
$$\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)tg\varphi^3 - B_R W_{II}(co\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^3 + B_R W_{II}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2)$$
$$\sin(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\,tg\varphi^3 + B_R W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^3 - U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta)$$
$$\cos(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^3$$

(A-121)

$$P_5 = -B_R W_{II}(\sin\delta - k\cos\delta)\,tg\varphi^4 - B_R W_{II}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2)\sin\,(\delta+\alpha_2)\,tg\varphi^4$$

(A-122)

Sachant que :

$$D_1 = -\sigma^{'}_{oNII} - \left[tg\varphi^{'}_{oC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi^{'}_{oC}}\right]\sigma^{'}_{oNII}tg\varphi^{'}_{oC} - U_{oII} \qquad \text{(A-123)}$$

$$D_2 = -\sigma^{'}_{oNII_B} - \left[tg\varphi^{'}_{oC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi^{'}_{oC}}\right]\sigma^{'}_{oNII_B}tg\varphi^{'}_{oC} - U_{oII_B} \qquad \text{(A-124)}$$

$$D_3 = -\sigma^{'}_{oNI_B} - \left[tg\varphi^{'}_{oC} - (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi^{'}_{oC}}\right]\sigma^{'}_{oNI_B}tg\varphi^{'}_{oC} - U_{oI_B} \qquad \text{(A-125)}$$

et $$\frac{1}{\cos\varphi_{dc}} = \sqrt{1+\left(\frac{tg\varphi}{F_d}\right)^2} \qquad \text{(A-126)}$$

Après toute simplification faite nous aurons l'équation finale suivante :

$$II\text{-}I = 0 \qquad \text{(A-127)}$$

Tel que II et I égalent : $II=4 \times F_d^6$ et $I=3 \times F_d^6$

La résolution de l'équation (A-127) du 7ème degré nous donne le facteur de sécurité dynamique "F_d".

II.2-Résolution de l’équation F_d :

II.2.1-Méthode de la tangente (dite aussi méthode de Newton) :

Même principe que pour la méthode de la sécante qui se résume comme suit :

Soient "c" et "x_0" deux valeurs de "x" tel que $f(x_0)\times f(c)<0$; la sécante (dite aussi corde) reliant $M_0(x_0,f(x_0))$ et $M_c(c,f(c))$ coupe l'axe des "x" en $T_1(x_1,0)$, d'où le point $M_1(x_1,f(x_1))$. On recommence avec les points "M_1" et "M_c" pour trouver $T_2(x_2,0)$ et par conséquent "M_2". Ainsi de proche en proche on arrive à déterminer "x". Pour arriver à une bonne approximation, le calcul des différents "x_i" se fait à l'aide de la formule suivante :

$$x_{i+1} = x_i - \frac{f(x_i)(x - x_i)}{-f(x_i) + f(c)} \qquad \text{(A-128)}$$

$$x_{i+1} = \frac{x_i f(c) - c f(x_i)}{f(c) - f(x_i)} \qquad \text{(A-129)}$$

Pour un choix judicieux de "c", ce choix peut être guidé au moyen de $|1 + uf'(x)| \leq 1$) et la convergence sera assurée. Les approximations successives peuvent se faire par défaut, cela dépend des signes de f''(x) et de f'(x). Sauf qu'au niveau de la méthode de "Newton" on tracera des tangentes au lieu des cordes reliant les extrémités, à partir de M_o(xo, f(xo)) on tracera une tangente qui intercepte l’axe "ox" en $T_1(x_1,0)$, d’ou le point $M_1(x_1,f(x_1))$. On refait la même opération avec M_1 et ainsi de suite. En itérant nous aurons les x_{i+1} qui se calculent d’après :

$$x_{i+1}=x_i = \frac{f(x_i)}{f'(x_i)} \qquad \text{(A-130)}$$

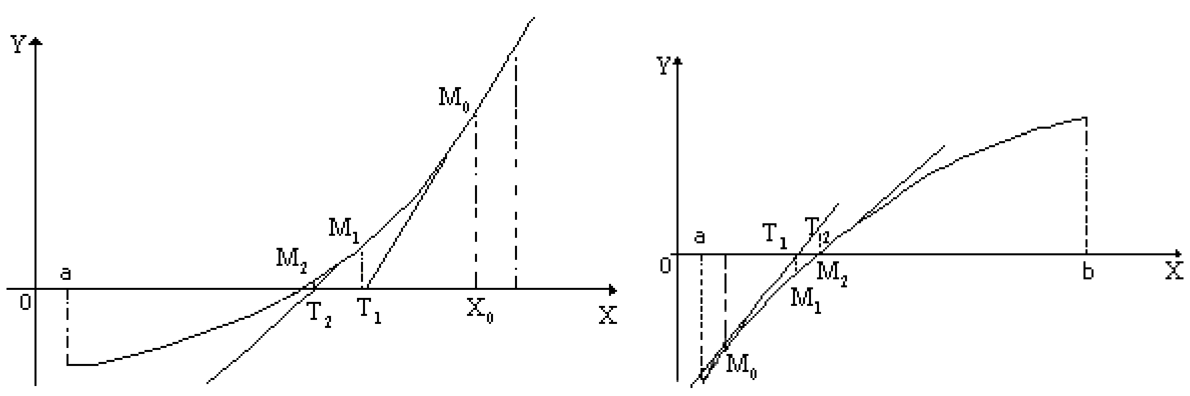


Figure A.3 *: Courbe1 et 2.*

Si l'on a la certitude que la fonction est monotone et si après avoir appliqué (A-130) à la 1ére Itération on trouve x_1 extérieur à l'intervalle [a, b], il faut dans ce cas se déplacer à l'autre borne pour appliquer cette méthode .

Remarques :

- Pour assurer une convergence plus rapide, on peut appliquer simultanément la méthode de la tangente et celle de la sécante (voir figure A.4).
- Si au lieu de calculer chaque fois f'(x) on utilise f'(x_o) c'est à dire qu'on écrit

$$x_{i+1}=x_i=\frac{f(x_i)}{f'(x_o)} \qquad \text{(A-131)}$$

Cette méthode est dite méthode de "Von Mises".

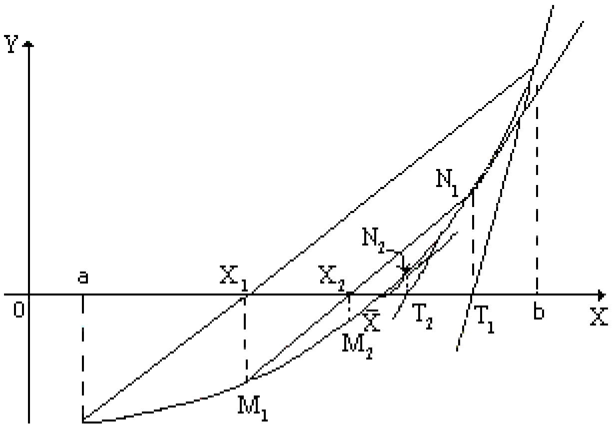


***Figure A.4** : Courbe3.*

II.3-Calcul des contraintes et des surpressions interstitielles :

Calcul des contraintes et de l'accroissement des pressions interstitielles est fait en chapitre II.

II.4-Calcul des déplacements :

II.4.1- L'accélération critique :

Le calcul de "k_c", en faisant F_d=1 dans l'équation de 7éme degré (124) nous donne l'expression suivante :

$$k_c=\frac{-B\left[\cos(\delta+\alpha_1)+\sin(\delta+\alpha_1)tg\varphi\right]^2+D\left[\cos(\delta+\alpha_2)+2tg\varphi\sin(\delta-\alpha_2)-tg\varphi^2\cos(\delta+\alpha_2)\right]^2}{A\left[\cos(\delta+\alpha_1)+\sin(\delta+\alpha_1)tg\varphi\right]^2-C\left[\cos(\delta+\alpha_2)+2tg\varphi\sin(\delta+\alpha_2)-tg\varphi^2\cos(\delta+\alpha_2)\right]^2}$$

(A-132)

Le coefficient critique "k_c" est celui qui permet de trouver des valeurs critiques de "L", "α_2" et "δ" …etc, qui donne F_d= 1 pour valeur minimale.

Tel que les termes A, B, C et D égalent :

$$A = W_{II}\Big[B_R\cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) - \Big[\big[\sin\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) + 2\cos\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2)\big] + B_R\big[-\sin\delta + \sin\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2) + \cos\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2) - \cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ \big]\Big]tg\varphi + \Big[\big[\ \cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) - 2\sin\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2)\big] + B_R\big[\ \cos\delta + \sin\delta\ (1-2A_R)\ \frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ \big] - B_R\big[\ \sin\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} - \sin\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2) - \cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) + \cos\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ \big]\Big]tg\varphi^2 + \Big[\ \sin\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) - B_R\big[\ \sin\delta + \cos\delta(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ \big] + B_R\big[\ \sin\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) - \sin\alpha_2 \sin(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} + \cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2)\ \big]\Big]tg\varphi^3 + B_R\big[\cos\delta + \sin\alpha_2\sin(\delta+\alpha_1)\ \big]tg\varphi^4\ \Big]$$

(A-133)

$$B = \Big[\ -W_{II}\sin\alpha_2 - (B_R D_2)\cos(\delta+\alpha_2)L'' + B_R W_{II}\sin\alpha_2 - U_{AB}L_2\sin(\alpha_2-\beta)\ \Big]\cos(\delta+\alpha_2) + \Big[\ W_{II}\big[\cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) - 2\sin\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2)\big] - (B_R D_1)\cos(\delta+\alpha_2)L' - B_R W_{II}\cos\delta - (B_R D_2)L''3\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2) - B_R W_{II}\big[\cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) - \sin\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2) + \sin\alpha_2 \cos(\delta+\alpha_2)(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ \big] - U_{AB}L_2\big[\ 2\sin(\alpha_2-\beta)\sin(\delta+\alpha_2) - \cos(\alpha_2-\beta)\cos(\delta+\alpha_2)\ \big]\Big]tg\varphi + W_{II}\Big[\big[2\cos\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2) + \sin\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2)\big] - (B_R D_1)2\sin(\delta+\alpha_2) - B_R W_{II}\big[\ \sin\delta - \cos\delta (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ \big] - (B_R D_2)\ \big[\ 2\sin(\delta+\alpha_2)^2 - \cos(\delta+\alpha_2)^2\ \big] - B_R W_{II}\big[-\cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} + \cos\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2) - \sin\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) + \sin\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2)\ (1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ \big] + U_{AB} L_2\big[\sin(\alpha_2-\beta)\ \cos(\delta+\alpha_2) + 2\cos(\alpha_2-\beta)\ \sin(\delta+\alpha_2)\big]\Big]tg\varphi^2 + \Big[-W_{II}\cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) + L'(B_R D_1) \cos(\delta+\alpha_2) - B_R W_{II}\big[\ \cos\delta - \sin\delta(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ \big] + L''(B_R D_2)\cos(\delta+\alpha_2)\sin(\delta+\alpha_2) - B_R W_{II}\big[\ \cos\alpha_2\cos(\delta+\alpha_2) - \cos\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2)(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}} - \sin\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2)\ \big] - U_{AB}L_2\cos(\alpha_2-\beta) \cos(\delta+\alpha_2)\Big]tg\varphi^3 - B_R W_{II}\big[\sin\delta + \cos\alpha_2\sin(\delta+\alpha_2)\big]tg\varphi^4$$

(A-134)

$$C = \frac{\Big[\ -B_R\cos(\delta+\alpha_1) + \big[\ \sin(\delta+\alpha_1) + B_R\cos(\delta+\alpha_1)(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\ \big]tg\varphi - B_R\cos(\delta+\alpha_1)\,tg\varphi^2\ \Big]}{W_I\cos\alpha_1}$$

(A-135)

$$D=\left[\; W_I\sin\alpha_1-\left[\;(B_RD_3)L^{''}\cos(\delta+\alpha_1)+B_RW_I\sin\alpha_1\;\right]+U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\;\right]\cos(\delta+\alpha_1)+$$
$$\left[\; W_I\sin\alpha_1\sin(\delta+\alpha_1)\;\mathrm{tg}\varphi-C_NL\cos(\delta+\alpha_1)-(B_RD_3)L^{''}\sin(\delta+\alpha_1)\mathrm{tg}\varphi+B_R\left[\;\left[\; W_I\sin\alpha_1\right.\right.\right.$$
$$(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\mathrm{tg}\varphi+C_NL\;\Big]\cos(\delta+\alpha_1)+U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\,\mathrm{tg}\varphi\,\sin(\delta+\alpha_1)-\left[\; C_NL\sin(\delta+\alpha_1)\right.$$
$$\mathrm{tg}\varphi+B_R\left[\; W_I\sin\alpha_1\mathrm{tg}\varphi+C_NL(1-2A_R)\frac{1}{\cos\varphi_{dC}}\;\right]\cos(\delta+\alpha_1)\,\mathrm{tg}\varphi\;\Big]+B_RC_NL\cos(\delta+\alpha_1)\mathrm{tg}\varphi^2$$

(A-136)

II.4.2-Equation du mouvement :

1)- Bloc I :

L'équation vectorielle régissant le mouvement du bloc supérieur I :

$$\vec{W}_I+\vec{R}_I+\vec{K}_I+\vec{P}_{dI}+\vec{U}_{s\,dI}+\vec{U}_{s\,dI_B}+\vec{U}_{s\,BC}=m_I(\vec{\gamma}_e+\vec{\gamma}_{Ir}) \quad \text{(A-137)}$$

En posant :

$$k=-\frac{\vec{\gamma}_e}{g}\Rightarrow\vec{\gamma}_e=-kg \quad \text{(A-138)}$$

et $\vec{\gamma}_{Ir}=\vec{\gamma}_I$

(A-139)

L'équation devient :

$$\vec{W}_I+\vec{R}_I+\vec{k}_I+\vec{P}_{dI}+\vec{U}_{s\,dI}+\vec{U}_{s\,dI_B}+\vec{U}_{s\,BC}+k\vec{W}_I=m_I\vec{\gamma}_I \quad \text{(A-140)}$$

- Projection sur la ligne de glissement :

$$W_I\sin\alpha_1+kW_I\cos\alpha_1-N_{dI}\mathrm{tg}\varphi_N-K_I-P_{dI}\cos(\alpha_1+\delta-\varphi)+U_{s\,BC}\sin(\alpha_1-\beta)-U_{s\,dI_B}\cos(\delta+\alpha_1)=m_I\ddot{X}_I$$

(A-141)

- Projection sur la ligne perpendiculaire à la ligne de glissement :

$$-W_I\cos\alpha_1+kW_I\sin\alpha_1+N_{dI}+U_{s\,dI}-P_{dI}\sin(\alpha_1+\delta-\varphi)-U_{s\,BC}\cos(\alpha_1-\beta)-U_{s\,dI_B}\sin(\delta+\alpha_1)=0$$

(A-142)

Le déplacement perpendiculaire à la ligne de glissement est supposé nul parce qu'il n'y a de décollement du Bloc I du noyau.

2)- Bloc II :

L'équation vectorielle régissant le mouvement du bloc inférieur II :

$$\vec{W}_{II} + \vec{R}_{II} + \vec{P}_{dII} + \vec{U}_{s\ dII} + \vec{U}_{s\ dII_B} + \vec{U}_{s\ AB} = m_{II}\left(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_{IIr}\right) \qquad \text{(A-143)}$$

En posant :

$$k = -\frac{\vec{\gamma}_e}{g} \Rightarrow \vec{\gamma}_e = -kg$$

et $\vec{\gamma}_{IIr} = \vec{\gamma}_{II}$

(A-144)

L'équation devient :

$$\vec{W}_{II} + k\vec{W}_{II} + \vec{R}_{II} + \vec{P}_{dII} + \vec{U}_{s\ dII} + \vec{U}_{s\ dII_B} + \vec{U}_{s\ AB} = m_2\vec{\gamma}_{II} \qquad \text{(A-145)}$$

- Projection sur la ligne de glissement :

$$W_{II}\sin\alpha_2 + kW_{II}\cos\alpha_2 - N_{dII}\operatorname{tg}\varphi + P_{dII}\cos(\alpha_2 + \delta - \varphi) + U_{s\ dII_B}\cos(\delta + \alpha_2)$$
$$- U_{s\ AB}\sin(\beta - \alpha_2) = m_2\ddot{X}_{II}$$

(A-146)

- Projection sur la ligne perpendiculaire à la ligne de glissement :

$$W_{II}\cos\alpha_2 + kW_{II}\sin\alpha_2 + N_{dII} + P_{dII}\sin(\alpha_2 + \delta - \varphi) + U_{s\ dII} + U_{s\ dII_B}\sin(\delta + \alpha_2) - U_{s\ AB}\sin(\beta - \alpha_2) = 0$$

(A-147)

Le déplacement perpendiculaire à la ligne de glissement est supposé nul parce qu'il n'y a pas de décollement du bloc II. Nous avons donc quatre équations avec cinq inconnues "P , N_{dI}, N_{dII} , $\ddot{X}_I$ et $\ddot{X}_{II}$ "

Nous devons trouver une relation liant $\ddot{X}_I$ avec $\ddot{X}_{II}$, pour cela nous imposons une cinématique au système tel que les deux blocs restent en contact. Il suffit dans ce cas d'écrire la condition de continuité sur la vitesse normale à la ligne de discontinuité soit :

$$V_I\cos(\alpha_1 + \delta) = V_{II}\cos(\alpha_2 + \delta) \qquad \text{(A-148)}$$

La dérivée par rapport au temps donne :

$$\ddot{X}_I\cos(\alpha_1 + \delta) = \ddot{X}_{II}\cos(\alpha_2 + \delta) \qquad \text{(A-149)}$$

$$\Rightarrow \quad \ddot{X}_{II} = \ddot{X}_{I}\,\frac{\cos(\alpha_1 + \delta)}{\cos(\alpha_2 + \delta)} \tag{A-150}$$

En remplaçant $K_I = C_N.L$, le système linéaire peut s'écrire de la manière suivante :

$$\begin{cases} W_I\sin\alpha_1 + kW_I\sin\alpha_1 - N_{dI}\,tg\varphi_N - C_N L - P\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) - U_{dI_B}L''\cos(\delta+\alpha_1) + \\ \qquad U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta) = \dfrac{W_I}{g}\ddot{X}_I \\ -W_I\cos\alpha_1 + kW_I\sin\alpha_1 + N_{dI} - P\sin(\alpha_1+\delta-\varphi) + U_{dI}L - U_{dI_B}L''\sin(\delta+\alpha_1) - \\ \qquad U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta) = 0 \\ W_{II}\sin\alpha_2 + kW_{II}\cos\alpha_2 - N_{dII}\,tg\varphi + P\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) + U_{dII_B}L''\cos(\delta+\alpha_2) - U_{AB}L_2\cos(\beta-\alpha_2) \\ \qquad = \dfrac{W_{II}}{g}\ddot{X}_I\,\dfrac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)} \\ -W_{II}\cos\alpha_2 + kW_{II}\sin\alpha_2 + N_{dII} - P\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) + U_{dII}L' + U_{dII_B}L''\sin(\delta+\alpha_2) - \\ \qquad U_{AB}L_2\cos(\beta-\alpha_2) = 0 \end{cases} \tag{A-151}$$

II.4.3-Résolution de l'équation du mouvement :

Le système d'équation précédent peut s'écrire de la manière suivante :

$$\begin{cases} \dfrac{W_I}{g}\ddot{X}_I + P\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) + N_{dI}\,tg\varphi_N = W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1) - C_N L - U_{dI_B}L''\cos(\delta+\alpha_1) + \\ \qquad U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta) \\ \dfrac{W_{II}}{g}\ddot{X}_I\,\dfrac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)} - P\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) + N_{dII}\,tg\varphi \\ \qquad = W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2) + U_{dII_B}L''\cos(\delta+\alpha_2) - U_{AB}L_2\sin(\beta-\alpha_2) \\ P\sin(\alpha_1+\delta-\varphi) - N_{dI} = W_I(-\cos\alpha_1 + k\sin\alpha_1) + U_{dI}L - U_{dI_B}L''\sin(\delta+\alpha_1) - U_{BC}L_1\cos(\alpha_1-\beta) \\ P\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) + N_{dII} = W_{II}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2) + U_{dII}L' - U_{dII_B}L''\cos(\delta+\alpha_2) + U_{AB}L_2\cos(\beta-\alpha_2) \end{cases} \tag{A-152}$$

Sous forme matricielle, ce système s'écrit :

$$\begin{bmatrix} \frac{W_{II}}{g}\frac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)} & -\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) & tg\varphi & 0 \\ \frac{W_I}{g} & +\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 & tg\varphi_N \\ 0 & +\sin(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 & -1 \\ 0 & +\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) & +1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{X}_I \\ P \\ N_{dII} \\ N_{dI} \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2) + U_{dII_B} L''\cos(\delta+\alpha_2) - U_{AB} L_2 \sin(\beta-\alpha_2) \\ W_I(\sin\alpha_1 - k\cos\alpha_1) - C_N L - U_{dI_B} L''\cos(\delta+\alpha_1) + U_{BC} L_1 \sin(\alpha_1-\beta) \\ W_I(-\cos\alpha_1 + k\sin\alpha_1) + U_{dI} L - U_{dI_B} L''\sin(\delta+\alpha_1) - U_{BC} L_1\cos(\alpha_1-\beta) \\ W_{II}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2) - U_{dII} L' - U_{dII_B} L''\sin(\delta+\alpha_2) + U_{AB} L_2 \cos(\beta-\alpha_2) \end{bmatrix}$$

(A-153)

La résolution de ce système nous donne les équations du mouvement suivantes :

1)- Bloc I :

$$\ddot{X}_I = \frac{1}{\det A} \times$$

$$\det \underbrace{\begin{bmatrix} W_{II}(\sin\alpha_2 + k\cos\alpha_2) + U_{dII_B} L''\cos(\delta+\alpha_2) - U_{AB} L_2 \sin(\beta-\alpha_2) & -\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) & tg\varphi & 0 \\ W_I(\sin\alpha_1 + k\cos\alpha_1) - C_N L - U_{dI_B} L''\cos(\delta+\alpha_1) + U_{BC} L_1 \sin(\alpha_1-\beta) & +\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 & 0 \\ W_I(-\cos\alpha_1 + k\sin\alpha_1) + U_{dI} L - U_{dI_B} L''\sin(\delta+\alpha_1) - U_{BC} L_1\cos(\alpha_1-\beta) & +\sin(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 & -1 \\ W_{II}(\cos\alpha_2 - k\sin\alpha_2) - U_{dII} L' - U_{dII_B} L''\sin(\delta+\alpha_2) + U_{AB} L_2 \cos(\beta-\alpha_2) & +\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) & 1 & 0 \end{bmatrix}}_{B}$$

$$\det A = (0)\times\begin{vmatrix} \frac{W_I}{g} & +\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 \\ 0 & +\sin(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 \\ 0 & +\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) & 1 \end{vmatrix} - (0)\times\begin{vmatrix} \frac{W_{II}}{g}\frac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)} & -\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) & tg\varphi \\ 0 \quad 0 & +\sin(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 \\ 0 \quad 0 & +\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) & 1 \end{vmatrix}$$

$$-(1)\times\begin{vmatrix} \frac{W_{II}}{g}\frac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)} & -\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) & tg\,\varphi \\ \frac{W_I}{g} \quad 0 & +\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 \\ 0 \quad 0 & +\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) & 1 \end{vmatrix} - (0)\times\begin{vmatrix} \frac{W_{II}}{g}\frac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)} & -\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) & tg\varphi \\ \frac{W_I}{g} \quad 0 & +\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 \\ 0 \quad 0 & +\sin(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0 \end{vmatrix}$$

$$=(-1)\times\left(\frac{W_{II}}{g}\frac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)}\begin{vmatrix}+\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0\\ +\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) & 1\end{vmatrix}-\frac{W_I}{g}\begin{vmatrix}+\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) & \mathrm{tg}\varphi\\ +\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) & 1\end{vmatrix}\right)$$

$$=(-1)\times\left(\frac{W_{II}}{g}\frac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)}\cos(\alpha_1+\delta-\varphi)+\frac{W_I}{g}\cos(\alpha_2+\delta-\varphi)+\frac{W_I}{g}\sin(\alpha_2+\delta-\varphi)\mathrm{tg}\varphi\right)$$

$$\det B=(-1)\times\begin{vmatrix}W_{II}(\sin\alpha_2+k\cos\alpha_2)+U_{dII_B}L^{''}\cos(\delta+\alpha_2)-U_{AB}L_2\sin(\beta-\alpha_2) & -\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) & \mathrm{tg}\,\varphi\\ W_I(\sin\alpha_1+k\cos\alpha_1)-C_NL-U_{dI_B}L^{''}\cos(\delta+\alpha_1)-U_{BC}L_2\sin(\alpha_2-\beta) & +\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0\\ W_{II}(\cos\alpha_2-k\sin\alpha_2)-U_{dII}L^{'}-U_{dII_B}L^{''}\sin(\delta+\alpha_2)+U_{AB}L_2\cos(\beta-\alpha_2) & +\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) & 1\end{vmatrix}$$

$$=(-1)\times\Bigg(\left[W_{II}(\sin\alpha_2+k\cos\alpha_2)+U_{dII_B}L^{''}\cos(\delta+\alpha_2)-U_{AB}L_2\sin(\beta-\alpha_2)\right]\begin{vmatrix}+\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0\\ +\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) & 1\end{vmatrix}$$

$$-\left[W_I(\sin\alpha_1+k\cos\alpha_1)-C_NL-U_{dI_B}L^{''}\cos(\delta+\alpha_1)+U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\right]\begin{vmatrix}-\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) & \mathrm{tg}\,\varphi\\ +\sin(\alpha_2+\delta-\varphi) & 1\end{vmatrix}$$

$$+\left[W_{II}(\cos\alpha_2-k\sin\alpha_2)-U_{dII}L'-U_{dII_B}L^{''}\sin(\delta+\alpha_2)+U_{AB}L_2\cos(\beta-\alpha_2)\right]\begin{vmatrix}-\cos(\alpha_2+\delta-\varphi) & \mathrm{tg}\,\varphi\\ +\cos(\alpha_1+\delta-\varphi) & 0\end{vmatrix}\Bigg)$$

$$\det B=(-1)\times\Big(\left[W_{II}(\sin\alpha_2+k\cos\alpha_2)+U_{dII_B}L^{''}\cos(\delta+\alpha_2)-U_{AB}L_2\sin(\beta-\alpha_2)\right]\cos(\alpha_1+\delta-\varphi)$$

$$-\left[W_I(\sin\alpha_1+k\cos\alpha_1)-C_NL-U_{dI_B}L^{''}\cos(\delta+\alpha_1)+U_{BC}L_1\sin(\alpha_1-\beta)\right]\left[-\cos(\alpha_2+\delta-\varphi)-\sin(\alpha_2+\delta-\varphi)\mathrm{tg}\,\varphi\right]$$

$$+\left[W_{II}(\cos\alpha_2-k\sin\alpha_2)-U_{dII}L^{'}-U_{dII_B}L^{''}\sin(\delta+\alpha_2)+U_{AB}L_2\cos(\beta-\alpha_2)\right]\left(-\cos(\alpha_1+\delta-\varphi)\mathrm{tg}\,\varphi\right)\Big)$$

$\Rightarrow$

$$\ddot{X}_{RI}=g\frac{W_I\cos\alpha_1\cos(\alpha_2+\delta-2\varphi)+W_{II}\cos(\alpha_2-\varphi)\cos(\alpha_1+\delta-\varphi)}{W_I\cos(\alpha_2+\delta-2\varphi)+W_{II}\left(\dfrac{\cos(\delta+\alpha_1)}{\cos(\delta+\alpha_2)}\right)\cos\varphi\cos(\alpha_1+\delta-\varphi)}(k-k_c)$$

(A-154)

Tel que "k_c" est l'accélération précédemment calculée.

Soit :

$$C_1 = \frac{W_I \cos\alpha_1 \cos(\alpha_2 + \delta - 2\varphi) + W_{II} \cos(\alpha_2 - \varphi)\cos(\alpha_1 + \delta - \varphi)}{W_I \cos(\alpha_2 + \delta - 2\varphi) + W_{II}\left(\dfrac{\cos(\delta + \alpha_1)}{\cos(\delta + \alpha_2)}\right)\cos\varphi \cos(\alpha_1 + \delta - \varphi)}$$

Alors l'équation de mouvement peut s'écrire sous forme :

$$\ddot{X}_{RI} = gC_1(k - k_C)$$

"k" est le coefficient sismique variant avec le temps . Son expression diffère selon la forme de la sollicitation cyclique adoptée. Pour un "k" donné, nous pouvons calculer le déplacement par une double intégration de l'équation précédente (le processus d'intégration est expliqué dans ce qui suit).

2)- Bloc II:

L'accélération relative du bloc II est égale :

$$\ddot{X}_{RII} = \ddot{X}_{RI}\left(\frac{\cos(\delta + \alpha_1)}{\cos(\delta + \alpha_2)}\right) \qquad \text{(A-155)}$$

II.4.4-Processus d'intégration :

II.4.4.1-Vitesse :

La vitesse de l'objet est définit par son déplacement "x" (qui peut être positif ou négatif) à partir d'un point arbitraire "O", appelé origine.

Supposons qu'au temps "t" l'objet soit à la position "A", tel que (OA = x) ; à un temps "t'", il est à "B", tel que (OB =x'). On définit la vitesse moyenne entre "A" et "B" par

$$v_{moy} = \frac{\Delta x}{\Delta t} \qquad \text{(A-156)}$$

où $\Delta x = x' - x$ est le déplacement et $\Delta t = t' - t$ le temps écoulé. Pour déterminer la vitesse instantanée en un point, tel que "A", nous devons rendre l'intervalle de temps.

"Δt" aussi petit que possible, ce qui revient à calculer la valeur limite de la fraction apparaissant dans (A-156) quand le dénominateur "Δt" tend vers zéro. Ceci s'écrit sous la forme :

$\nu = \lim_{\Delta t \to 0} \nu_{moy} = \lim_{\Delta t \to 0} \frac{\Delta x}{\Delta t}$ qui n'est que la dérivée de "x" par rapport au temps ;c'est-à-dire

$$\nu = \frac{dx}{dt} \tag{A-157}$$

De sorte que nous obtenons la vitesse instantanée en calculant la dérivée du déplacement par rapport au temps. Pratiquement, on trouve la vitesse instantanée en observant le corps en mouvement en deux positions très voisines séparées par la petite distance "dx" et en mesurant le petit intervalle de temps "dt_1" nécessaire pour aller d'une position à l'autre.

En résolvant (A-157) pour la variable "x" par intégration, nous avons en effet, $dx = \nu\, dt$, nous obtenons alors $\int_{x_0}^{x} dx = \int_{t_0}^{t} \nu dt$ où "x_0" désigne la valeur de "x" au temps "t_0". Et puisque $\int_{x_0}^{x} dx = x - x_0$

$$x = x_0 + \int_{t_0}^{t} \nu dt \tag{A-158}$$

Avec "νdt" qui représente le déplacement du corps dans l'intervalle du temps"$dt(t - t_0)$", désigne en petits intervalles successifs"dt_1","dt_2","dt_3",…, nous trouvons que les déplacements correspondants sont "$\nu_1 dt_1$", "$\nu_2 dt_2$", "$\nu_3 dt_3$",…, où "ν_1", "ν_2", "ν_3", …, sont les valeurs de la vitesse durant chaque intervalle de temps, et que le déplacement total entre "t_0" et "t" est la somme de tous ces petits déplacements. D'après la signification d'une intégrale définie, on a alors :

$$\begin{aligned} \text{Déplacement} &= x - x_0 = \nu_1 dt_1 + \nu_2 dt_2 + \nu_3 dt_3 + ... \\ &= \sum_i \nu_i dt_i = \int_{t_0}^{t} \nu dt \end{aligned} \tag{A-159}$$

Nous devons observer que le déplacement "Δx" (ou"dx") peut être positif ou négatif suivant que le mouvement du corps est vers la droite ou vers la gauche, avec pour conséquence un signe plus ou moins pour la vitesse.

II.4.4.2-Accélération :

La vitesse d'un corps est une fonction du temps. Supposons qu'au temps "t", l'objet soit en "A" avec la vitesse "v", et qu'au temps "t'" il soit en "B" avec la vitesse "v'". l'accélération moyenne entre "A" et "B" est définie par

$$a_{moy} = \frac{\Delta\nu}{\Delta t} \tag{A-160}$$

où $\Delta\nu = \nu' - \nu$ est la variation de vitesse et comme précédemment $\Delta t = t' - t$ est le temps écoulé. Ainsi l'accélération moyenne durant un certain intervalle de temps est la variation de vitesse par unité de temps durant l'intervalle de temps.

L'accélération instantanée est la valeur limite de l'accélération moyenne quand l'intervalle de temps "Δt" devient très petit, c'est-à-dire, $a = \lim_{\Delta t \to 0} a_{moy} = \lim_{\Delta t \to 0} \frac{\Delta\nu}{\Delta t}$ d'où résulte

$$a = \frac{d\nu}{dt} \tag{A-161}$$

De sorte que nous obtenons l'accélération instantanée en calculant la dérivée de la vitesse par rapport au temps. Pratiquement, on trouve l'accélération instantanée en observant le petit changement de vitesse "$d\nu$" qui a lieu dans le petit intervalle de temps "dt". En général l'accélération varie avec le mouvement.

Si nous connaissons l'accélération, nous pouvons calculer la vitesse en intégrant (A-161). Nous avons "$d\nu = a\,dt$", et en intégrant, nous obtenons $\int_{\nu_0}^{\nu} d\nu = \int_{t_0}^{t} adt$ où "v_0" est la vitesse en temps "t_0". Alors, puisque $\int_{\nu_0}^{\nu} d\nu = \nu - \nu_0$

$$\nu = \nu_0 + \int_{t_0}^{t} adt \tag{A-162}$$

Comme dans le cas de déplacement. Nous savons que "adt" représente la variation de vitesse durant un court intervalle de temps"dt". Ainsi, en divisant de nouveau l'intervalle de temps "$t - t_0$"en petits intervalles de temps successifs "dt_1", "dt_2", "dt_3", …, nous trouvons que les variations correspondantes de la vitesse sont "a_1dt_1", "a_2dt_2", "a_3dt_3", …, où "a_1", "a_2", "a_3", …, sont les valeurs de l'accélération dans chaque intervalle de temps, et la variation tel que de vitesse "$\nu - \nu_0$" entre "t" et "t_0" est la somme des différentes variations, soit :

$$\begin{aligned} \text{Variation de Vitesse} = \nu - \nu_0 &= adt_1 + adt_2 + adt_3 + ... \\ &= \sum_i a_i dt_i = \int_{t_0}^{t} adt \end{aligned} \tag{A-163}$$

ANNEXE B :
MISE AU POINT DU LOGICIEL DYNANSTA

I- Programmation :

I.1- Les Fonctionnalités du DYNANSTA :

Chaque fenêtre conçue est associée avec un fichier source contient l'algorithme ou une partie d'algorithme correspondant à une partie de la modélisation détaillée au niveau du chapitre II précédent.

Le lancement de l’exécutable de l’application intitulée "DYNANSTA" (**DYN**amic **AN**alysis **STA**bility) déploie la page ou la fenêtre principale intitulée "Projet" qui représente la page d'accueil de l'application au qu’elle est associé son code source. Un menu visuel est accompagné avec cette page. Il est constitué par des Barres d’outils qui sont les suivantes :

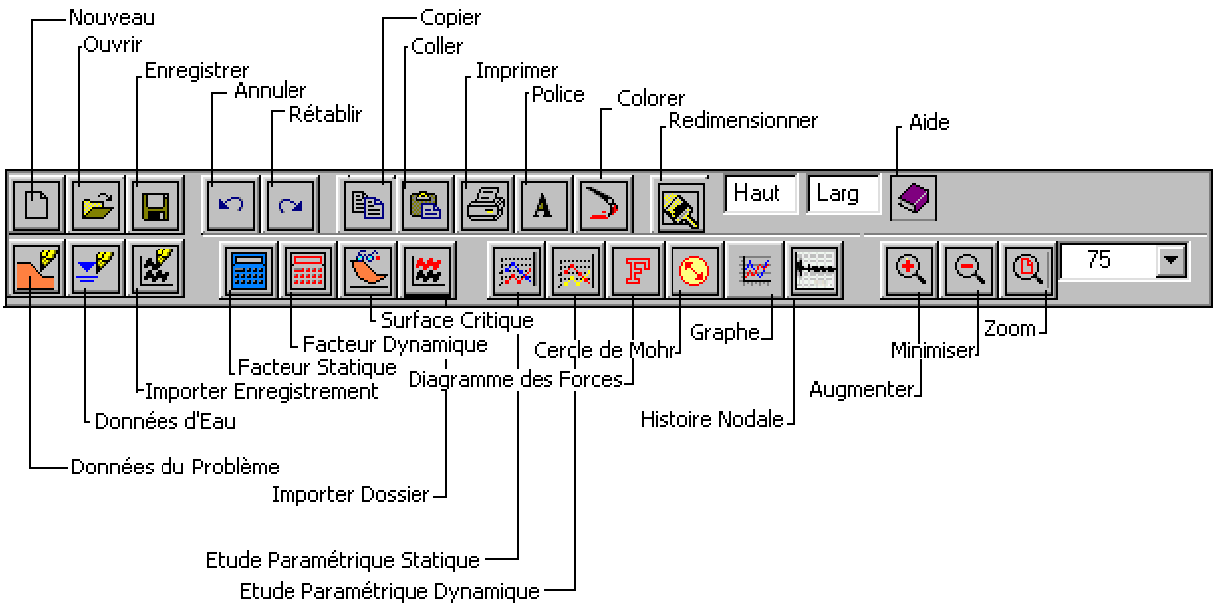


Figure C.1 *: Les Barres d’outils.*

- ***Les Barres d'outils*** : Elles contiennent des icônes qui exécutent plusieurs commandes disponibles dans le menu principal. Les barres d'outils sont des petites fenêtres qui contiennent des boutons pour aider à exécuter rapidement les tâches correspondantes. Appuyer sur un bouton d'une barre d'outils est un raccourci pour un ordre accessible d'un menu. Par conséquent, moins de temps et d'effort sont exigé pour exécuter un ordre d'une barre d'outils que d'un menu. Dans le menu principal, quatre barres d'outils sont disponibles pour exécuter plusieurs tâches et sont :

• ***La Barre d'outils Standard*** : La Barre d'outils Standard montrée sur la figure C.1 contient des commandes pour initialiser de nouveaux problèmes, ouvrir des problèmes précédemment sauvegardés, sauvegarder un problème courant, imprimer un problème courant, copier un problème courant aux presse-papiers des Fenêtres et commencer à faire le calcul des programmes d'analyse de "DYNANSTA".

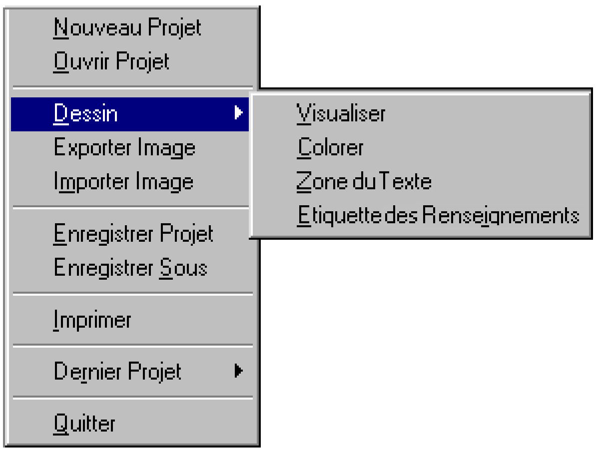
• ***La Barre d'outils Base de Données*** : La Barre d'outils de base de données montrée sur la figure C.1 contient des boutons pour définir de nouveaux problèmes: définir les caractéristiques mécaniques des sols, définir les données géométriques des problèmes et définir les données d'un enregistrement de tremblement de terre.

• ***La Barre d'outils Dessin*** *:* La Barre d'outils dessin montrée sur la figure C.1 contient des boutons de raccourci pour interpréter les paramètres calculés le long de la surface critique, dans une étude paramétrique statique ou dynamique au moyen d'un graphique, d'un cercle du Mohr ou d'un polygone des forces.

• ***La Barre d'outils Zoom*** *:* La barre d'outils zoom montrée sur la figure C.1 contient des boutons pour augmenter ou réduire la taille apparente d'affichage et un bouton de contrôle pour afficher ou taper le facteur Zoom.

La fenêtre principale contient aussi les fonctionnalités de base qui sont représentées par Fichier, Edition, et Modifier et les fonctionnalités spécifiques de l'application qui sont représentées par Définition , Analyse et Dessin. Toutes ces fonctions sont assembleés dans un menu textuel subdivisé selon les menus suivants :

- ***Le menu Fichier*** : Ouvrir, enregistrer des fichiers, imprimer des résultats, importer et exporter des données. Pour plus d'information au sujet de cette commande, voir les fonctions suivantes du menu Fichier :



Les commandes du menu fichier sont :

• ***Nouveau*** : Initialiser la définition du problème pour un nouveau problème.

• ***Ouvrir*** : Ouvrir et lire un fichier existant des données.

• ***Importer Image :*** L'ordre Importer Image du menu Fichier vous permet de placer un format bitmap sur votre dessin. Vous pouvez utiliser aussi la commande Importer Image de menu Fichier pour insérer un logo de la compagnie, photographie ou toute autre image dans votre dessin "DYNANSTA".

• ***Exporter*** : Exporter du menu fichier sauvegarde votre dessin dans un format Bitmap (BMP) qui peut être lu par des autres programmes. Cette fonction vous permet d'inclure votre dessin ou données dans des rapports et des présentations et d'enrichisse votre dessin.

• ***Enregistrer*** : Enregistrer la définition courante du problème. Elle écrit la définition courante du problème et la classe au nom des données du fichier affichées sur la barre du titre de la fenêtre principale.

• ***Enregistrer Sous*** : Enregistrer la définition courante du problème dans un fichier alternatif des données.

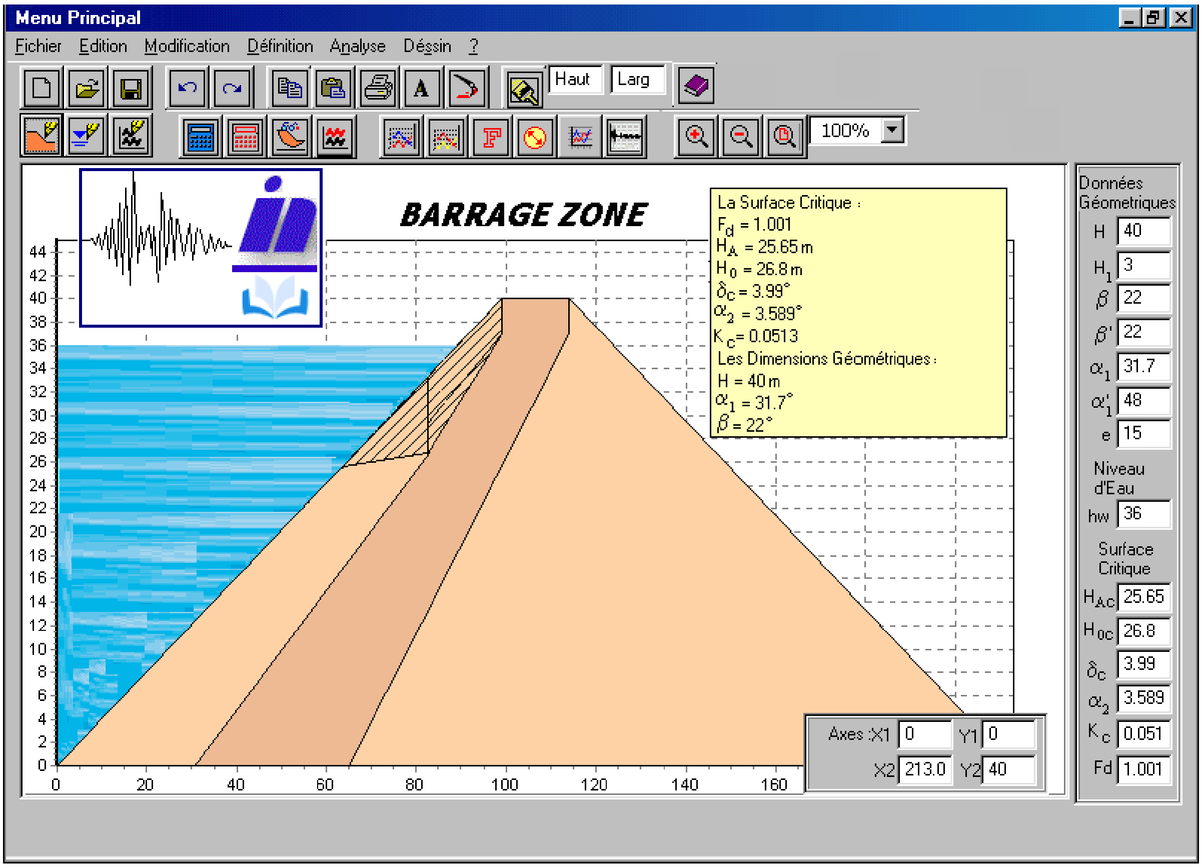
• ***Imprimer*** : Imprimer les dessins ou les résultats.

• ***Les Fichiers Récemment utilisés*** : Autorise d'ouvrir rapidement l'un des quatre derniers fichiers ouverts. Sélectionner un fichier de la liste est une méthode commode pour ouvrir un des fichiers récemment utilisés.

• ***Quitter*** : Permet de quitter la Fenêtre. Vous êtes incités de sauvegarder la définition courante du problème si tous les changements ont été faits.

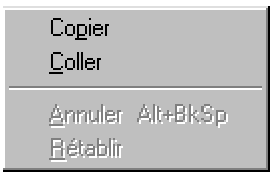
On peut citer d'autres fonctionnalités qui peuvent être exécutées par le logiciel "DYNANSTA" comme :

• ***Dessin*** : Permet d'élaborer le dessin d'un projet depuis les données introduites et / ou calculeés. Le dessin peut être manipulé par l'éxécution des fonctions réalisées à partir du "menu Modifier" comme par exemple importer une image sur la page du dessin du projet , la redimensionnée, la positionnée, modifier et reécrir le texte du titre du projet …etc. Permet aussi d'afficher l'étiquette des renseignements et colorer le le dessin. Ces fonctions sont visualisées au niveau de la page principale suivante :



La surface hachurée représente la surface critique de glissement.

- ***Le menu Edition*** : Copier les dessins, les graphes et les résultats aux Presse-papiers, annuler ou répéter des actions réalisées. Pour plus d'information au sujet de cette commande, voir les fonctions suivantes du menu Edition :



Les commandes du menu Edition sont :

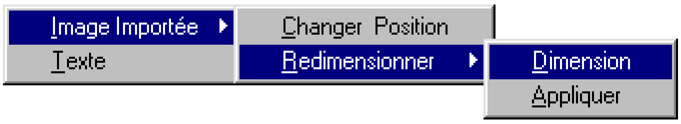
• ***Annuler*** : Vous permet d'annuler l'action antérieure. Vous pouvez annuler chaque action faite pour revenir à l'état initial du problème.

• ***Rétablir*** : Vous permet de refaire une action qui a été précédemment annulée.

• ***Copier*** : Vous permet de copier le dessin entier (ou les résultats) pour le coller aux Presse-papiers d'autres applications. Le Presse-papiers des Fenêtres prévoit un stockage temporaire d'informations que vous voulez transférer entre applications. C'est utile pour préparer des rapports, des présentations ou pour rajouter des enrichissements supplémentaires au dessin.

• ***Coller*** *:* Vous permet de coller une image sur la page principale du logiciel.

❑ ***Le menu Modifier*** *:* Utilisez le menu modifier pour déplacer, redimensionner ou changer les articles du texte sur le dessin.

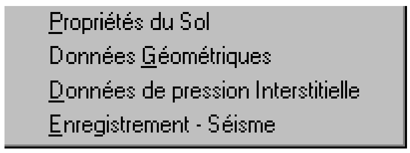


Les commandes du menu Modifier sont :

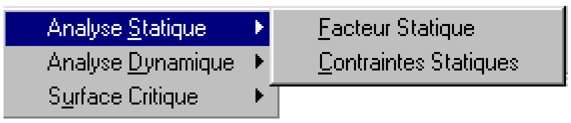
• ***Texte*** : Changer le texte des étiquettes qui ont été placées sur le dessin.

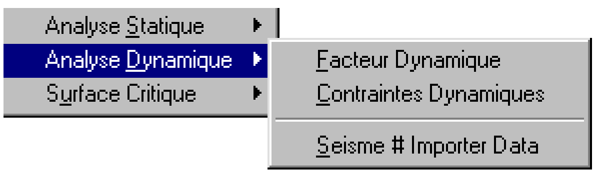
• ***Images*** : Changer l'emplacement et redimensionner l'échelle de toute image importée.

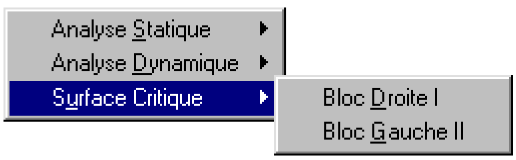
❑ ***Le menu Définition*** : Introduire à l'aide du clavier des données pour définir un problème. Pour plus d'information au sujet de cette commande, voir l'exemple des travaux pratiques de "DYNANSTA" dans le paragraphe § I.2. Les fonctions du menu Définition sont les suivantes :



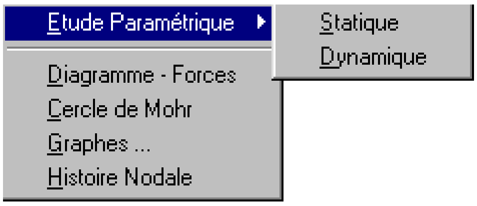
❑ ***Le menu Analyse*** : Analyser le problème et donner des résultats. Pour plus d'information au sujet de cette commande, voir l'exemple des travaux pratiques de "DYNANSTA" dans le paragraphe § I.2. Les fonctions du menu Analyse sont les suivantes :







❑ ***Le menu Dessin*** : La fonction du Dessin est utilisée pour interpréter les résultats des paramètres calculés par des graphes, des polygones de forces et les états de contraintes par des Cercles de Mohr….etc. Pour plus d'information au sujet de cette commande, voir les fonctions suivantes du menu Dessin :



Les commandes du menu Dessin sont:

• ***Graphiques*** : Afficher les graphiques des valeurs calculées des différents paramètres. Cette fonction trace en utilisant les valeurs calculées des paramètres les graphes correspondants. En ce qui concerne les tranches ou les nœuds sélectionnés, la fonction du dessin graphique vous permet de visualiser un graphique qui contient l'un des paramètres nodaux calculés suivants :

La contrainte totale X, la contrainte totale Y, la contrainte totale majeure, la contrainte totale mineure, la contrainte totale moyenne, la contrainte totale normale, la contrainte totale tangentielle, la contrainte effective X, la contrainte effective Y, la contrainte effective majeure, la contrainte effective mineure, la contrainte effective moyenne, la contrainte effective normale, la contrainte effective tangentielle, la contrainte du cisaillement XY, la contrainte du cisaillement maximale, la contrainte deviatorique, la variation des contraintes majeures, la variation des contraintes mineures, la pression interstitielle dynamique, les excès de pression interstitielle, le surplus de poussée d'eau, la poussée d'eau dynamique, l'effort X, l'effort Y, l'effort du cisaillement XY, l'effort maximum, l'effort minimum, le poids par largeur de tranche, la force sismique par largeur de tranche, la force de cohésion, la résistance au frottement, la force normale à la base, la résistance au cisaillement, la force intertranche, la force intertranche normale et la force intertranche tangentielle.

Ces paramètres sont les variables dépendantes du graphique. Chacune de ces variables peut être combinée en fonction de l'un des variables indépendants qui sont les suivants : l'abscisse nodale "x" ou l'ordonné nodal "y".

Vous pouvez tracer aussi la force intertranche calculée pour chaque tranche, ainsi que sa composante tangentielle et normale. Ces paramètres peuvent être combinés en fonction du membre structurel des tranches le long de la distance horizontale ou la profondeur verticale de la surface critique.

• ***Diagrammes des Forces*** : Afficher les forces calculées pour chaque tranche sélectionnée de la surface critique.

• ***Cercles de Mohr*** : Dessiner des Cercles de Mohr qui décrivent l'état des contraintes en importe quel point de la surface critique.

• ***L'histoire de mouvement*** : Afficher le déplacement nodal, vitesse ou accélération en fonction du temps à n'importe quel nœud sélectionné. Cette fonction vous permet de visualiser un graphique qui contient l'un des paramètres nodaux calculés suivants :

Le déplacement X (relatif et absolu), le déplacement Y (relatif et absolu), le déplacement XY (relatif et absolu), la vitesse X (relative et absolue), la vitesse Y (relative et absolue), la vitesse XY (relative et absolue), l'accélération X (relative et absolue), l'accélération Y (relative et absolue) et l'accélération XY (relative et absolue).

• ***Etude Paramétrique*** : Afficher la variation du facteur de sécurité statique ou dynamique en fonction des différentes caractéristiques mécaniques du sol et paramètres géométriques du problème.

- ***Le Menu Aide*** **:** Utiliser pour accéder au système des Sujets de l'aide associé avec "DYNANSTA".

I.2- Les Volets du DYNANSTA :

L’application est composée de plusieurs volets qui sont les suivants :

I.2.1- Données Utilisateurs :

a – Saisir les caractéristiques mécaniques du sol, données géométriques du probléme , la hauteur du niveau d’eau et les coéfficients des pressions interstitielles au niveau des panneaux intitulés "Propriétés du Sol…" et "Table d’Eau Initiale" (voir l’exemple du travail pratique dans le pragraphe §I.2);

b – Importer au niveau du panneau intitulé "Enregistrement" les données à partir d’un fichier des données d’un accélérogramme général;

c – Modifier ces données selon les caractéristiques du site.

"DYNANSTA" peut lire deux formats du dossier denregistrement d'un seisme :

- Un format du dossier composé d'une paire de données Temps-Accélération :

0.02	-0.652	0.04	0.999	0.06	-0.3	0.08	-1.539
0.10	-0.958	0.12	-0.319	0.14	0.522	0.16	-0.089
0.18	-0.42	0.20	-1.000	0.22	-1.21	0.24	-0.763
0.26	0.025	0.28	1.124	0.30	2.064	0.32	-0.744
0.34	-1.112	0.36	-0.059	0.38	0.609	0.40	2.532
0.42	1.278	0.44	-0.681	0.46	-3.29	0.48	-1.358
0.50	2.114	0.52	2.423	0.54	1.899	0.56	-0.994
0.58	-1.791	0.60	-1.258	0.62	4.087	0.64	6.06
0.66	0.841	0.68	-1.565	0.70	-3.83	0.72	0.391
0.74	2.823	0.76	3.642	0.78	3.771	0.80	-1.944
0.82	-2.05	0.84	-3.153	0.86	0.699	0.88	4.313
0.90	1.172	0.92	-3.569	0.94	-5.33	0.96	0.042
0.98	4.791	1.00	4.234	1.02	3.348	1.04	1.776

Dans ce cas, il faut cocher "Accélération avec temps" au niveau du panneau intitulé "Enregistrement", cad que les accélérations introduites sont accompagnées avec un pas de temps.

- Un format du dossier composé en Accélérations seules :

-0.652	0.999	-0.298	-1.539	-0.958	-0.319	0.522	-0.089
-0.42	-1	-1.206	-0.763	0.025	1.124	2.064	-0.744
-1.112	-0.059	0.609	2.532	1.278	-0.681	-3.288	-1.358
2.114	2.423	1.899	-0.994	-1.791	-1.258	4.087	6.06
0.841	-1.565	-3.827	0.391	2.823	3.642	3.771	-1.944
-2.05	-3.153	0.699	4.313	1.172	-3.569	-5.332	0.042
4.791	4.234	3.348	1.776	1.526	0.871	1.072	1.265

Dans ce cas, il faut cocher "Accélération sans temps" au niveau du panneau intitulé "Enregistrement", cad que les accélérations introduites sont seules sans un pas de temps.

I.2.2- Variables des Calculs :

Les variables issues des formulations élaborées de la modélisation du problème sont illustrées au niveau des fenêtres suivantes :

- Fenêtre intitulée "Facteur de Sécurité Statique" représente la page de calcul du Facteur de sécurité statique $\Rightarrow$ L'algorithme d'analyse de la stabilité statique et le calcul des préssions, pousées statiques, surfaces, poids et des variables géométriques…etc.

- Fenêtre intitulée "Contraintes Statiques" représente la page de calcul des contraintes statiques $\Rightarrow$ L’algorithme de calcul des contraintes statique.

- Fenêtre intitulée "Facteur de Sécurité dynamique" représente la page de calcul dynamique $\Rightarrow$ L’algorithme d’analyse de la stabilité dynamique et le calcul des préssions, pousées dynamiques, surfaces, poids et des variables géométriques de glissement critique…etc.

- Fenêtre intitulée "Contraintes Dynamiques" représente la page de calcul des contraintes dynamiques $\Rightarrow$ L’algorithme de calcul des contraintes dynamiques.

- Fenêtre intitulée "Surface Critique" représente la page de calcul des différentes variables le long de la surface critique $\Rightarrow$ L’algorithme de calcul des différentes variables le long de la surface critique.

I.2.3- L’étude Paramétrique :

I.2.3.1- L’étude paramétrique statique :

L’étude est représentée sous forme des graphes suivants :

- Fenêtre intitulée "Etude Paramétrique Statique" représente la page d'étude paramétrique statique $\Rightarrow$ L’algorithme d'étude paramétrique statique.

- Fenêtre intitulée "Stat. Pente du talus" représente la page de graphe de $F_o = f(\beta)$ $\Rightarrow$ L’algorithme du graphe de $F_o = f(\beta)$.

- Fenêtre intitulée "Ang. Frott. Effec. du parement" représente la page de graphe de $F_o = f(\varphi')$ $\Rightarrow$ L’algorithme du graphe de $F_o = f(\varphi')$.

- Fenêtre intitulée "Ang. Frott. Effec. du noyau" représente la page de graphe de $F_o = f(\varphi'_N)$ $\Rightarrow$ L’algorithme du graphe de $F_o = f(\varphi'_N)$.

- Fenêtre intitulée "Stat. Pente du noyau" représente la page de graphe de $F_o = f(\alpha_1)$ $\Rightarrow$ L’algorithme du graphe de $F_o = f(\alpha_1)$.

- Fenêtre intitulée "Stat. Hauteur du talus" représente la page de graphe de $F_o = f(H)$ $\Rightarrow$ L’algorithme du graphe de $F_o = f(H)$.

- Fenêtre intitulée "Poids volumique déjaugé" représente la page de graphe de $F_o = f(\gamma')$ $\Rightarrow$ L’algorithme du graphe de $F_o = f(\gamma')$.

- Fenêtre intitulée "Cohésion Effective" représente la page de graphe de $F_o = f(C'_N)$ $\Rightarrow$ L’algorithme du graphe de $F_o = f(C'_N)$.

I.2.3.2- L'étude paramétrique dynamique :

L'étude est représentée sous forme des graphes suivants :

- Fenêtre intitulée "Etude Paramétrique dynamique" représente la page d'étude paramétrique dynamique $\Rightarrow$ L'algorithme d'étude paramétrique dynamique.

- Fenêtre intitulée "Coefficient Sismique" représente la page du graphe de $F_d = f(K) \Rightarrow$ L'algorithme de graphe de $F_d = f(K)$.

- Fenêtre intitulée "Cohesion Totale" représente la page du graphe de $F_d = f(C_N) \Rightarrow$ L'algorithme de graphe de $F_d = f(C_N)$.

- Fenêtre intitulée "Ang. Frott. Total du parement" représente la page du graphe de $F_d = f(\varphi) \Rightarrow$ L'algorithme de graphe de $F_d = f(\varphi)$.

- Fenêtre intitulée "Dyn. Pente du noyau" représente la page du graphe de $F_d = f(\alpha_1) \Rightarrow$ L'algorithme de graphe de $F_d = f(\alpha_1)$.

- Fenêtre intitulée "Dyn. Hauteur du talus" représente la page du graphe de $F_d = f(H) \Rightarrow$ L'algorithme de graphe de $F_d = f(H)$.

- Fenêtre intitulée "Poids volumique saturé" représente la page du graphe de $F_d = f(\gamma_{Sat}) \Rightarrow$ L'algorithme de graphe de $F_d = f(\gamma_{Sat})$.

- Fenêtre intitulée "Dyn. Pente du talus" représente la page du graphe de $F_d = f(\beta) \Rightarrow$ L'algorithme de graphe de $F_d = f(\beta)$.

I.2.4- Diagramme des Forces :

On peut visualiser les forces appliquées sur chaque tranche de la surface de glissement critique par :

- Fenêtre intitulée "Dessin Diagramme des Forces" représente la page de visualisation du Diagramme de Forces $\Rightarrow$ L'algorithme de graphe du Dessin du Diagramme des Forces.

- Fenêtre intitulée "Diagramme des Forces" $\Rightarrow$ L'algorithme de graphe du Diagramme des Forces.

I.2.5- Cercle de Mohr :

"DYNANSTA" peut dessiner le Cercle de Mohr des contraintes appliquées sur le nœud (milieu) de chaque tranche de la surface de glissement critique par :

- Fenêtre intitulée "Cercle de Mohr" $\Rightarrow$ L'algorithme du Cercle de Mohr.

- Fenêtre intitulée "Option du Cercle de Mohr" $\Rightarrow$ L'algorithme des options du Cercle de Mohr.

I.2.6 -Résultats :

I.2.6.1- Résultats de Type Numérique :

Ils sont représentés au niveau des panneaux nommés : "Facteur de sécurité statique","Contraintes statiques", "Contraintes dynamiques", "Facteur de sécurité dynamique", "Surface critique" et "Histoire nodale"

I.2.6.2- Résultats de Type Graphique :

Ils sont représentés par les graphes :

a – Graphes de l'étude paramétrique statique :

Graphe de $F_o = f(\beta)$, graphe de $F_o = f(\varphi')$, graphe de $F_o = f(\varphi'_N)$, graphe de $F_o = f(\alpha_1)$, graphe de $F_o = f(H)$, graphe de $F_o = f(\gamma')$, graphe de $F_o = f(C'_N)$;

b – Graphes de l'étude paramétrique Dynamique :

Graphe de $F_d = f(K)$, graphe de $F_d = f(C_N)$; graphe de $F_d = f(\varphi)$, graphe de $F_d = f(\alpha_1)$, graphe de $F_d = f(H)$, graphe de $F_d = f(\gamma_{Sat})$, graphe de $F_d = f(\beta)$;

c – Graphes des pramétres : qui sont calculés le long de la surface critique en fonction de la distance "X" et la profondeur "Y". Ces graphes representent les forces, les contraintes, les pressions et les surpréssions interstitielles ….etc. Ces graphes peuvent être accédés par le panneau intitulé "Dessin Graphe";

d – Graphes des histoires des mouvement nodales : qui sont représentées par les accélérations, les vitesses et les déplacements. Ces graphes peuvent être accédés par les panneaux intitulés "Histoitre de Mouvement" pour obtenir les graphes corespondants aux milieux des deux blocs de glissement et "Histoitre Nodale" pour afficher les graphes de chaque nœud selectionné de la sufface critique;

e – Dessin des diagrammes des forces : il représente le diagramme des forces appliquées sur chaque tranche de le surfase critique;

g – Dessin des cercles de Mohr : il représente le dessin du cercle de Mohr.

I.2-Travail Pratique de DYNANSTA :

La figure C.2 représente le schéma du problème. Le barrage est de 40m de hauteur avec une pente "β" égale à 22° avec une largeur en sommet égale à 15m. La pente du noyau argileux égale à 31.7°. Le comportement du sol est élastique linéaire.

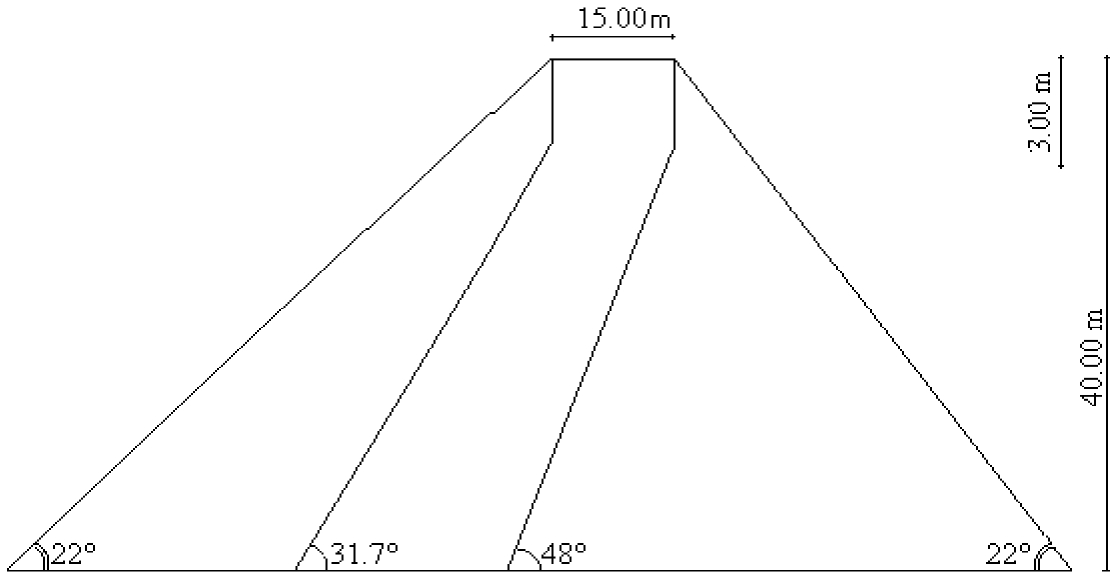


Figure C.2 *: Un barrage en terre à noyau incliné.*

Ce travail est introduit pour présenter les différentes procédures du calcul pas à pas impliquées dans une analyse d'un problème de stabilité d'un barrage à noyau incliné. En exécutant chaque pas dans la séquence présentée, vous serez capable de définir un problème, calculer les facteurs de sécurité, les déplacements, les excès des pressions interstitielles, les contraintes et visualiser les résultats….etc.

En complétant cet exercice, vous pouvez rapidement obtenir une compréhension totale sur les différentes opérations de "DYNANSTA". L'objectif fondamental vise à illustrer les procédures à suivre dans les calculs. Le problème n'est pas projeté pour être représentatif d'un cas réel.

Ce problème est fait afin d'obtenir la réponse dynamique d'un barrage en terre zoné avec un noyau incliné. Son premier objectif est de calculer le facteur sécurité minimum de et localiser l'emplacement de la surface critique. Le deuxième objectif est d'avoir le mouvement à la crête du barrage dû à une excitation d'un tremblement de terre. Son troisième objectif est d'estimer les excès des pressions interstitielles qui peuvent être développés dans les sols par ce tremblement.

I.2.1- La Définition du problème :

La fonction définition est utilisée pour définir un problème.

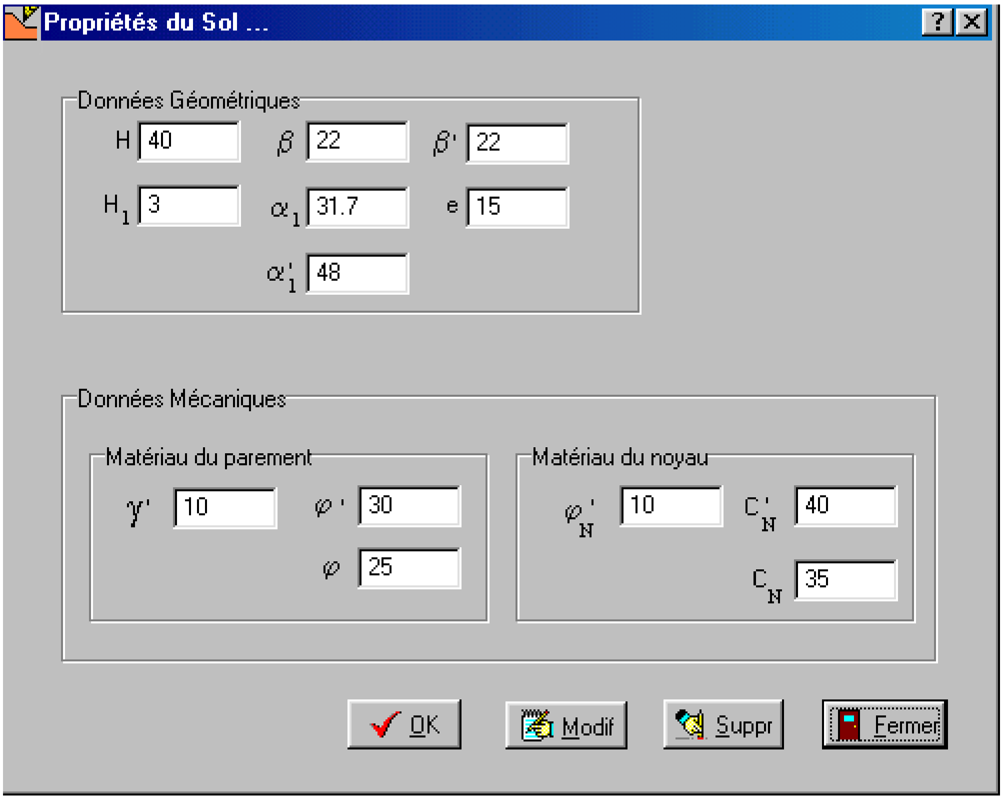
- Pour commencer la définition du problème :

- Sélectionner Définition à partir de la barre des menus ou le bouton de définition des données mécaniques et géométriques du problème à partir de la Barre d'outils Base de Données.

- Définir les propriétés du sol :

Les propriétés du sol de ce problème sont inscrites sur la figure C.2. Les propriétés doivent être définies pour les deux matériaux.

1- Choisir <u>Propriétés du Sol</u> du menu définition. Le panneau suivant apparaît :



- Définir les propriétés du matériau de parement :

1. Taper 10 dans l'édit box du poids volumique "γ'" ;

2. Taper 30 dans l'édit box du "φ'" ;

- Définir les propriétés du matériau de noyau :

3. Taper 40 dans l'édit box de "C'_N";

4. Taper 25 dans l'édit box du "φ'_N".

- Définir les Données Géométriques du barrage :

Les données géométriques de ce problème sont inscrites sur la figure C.2.

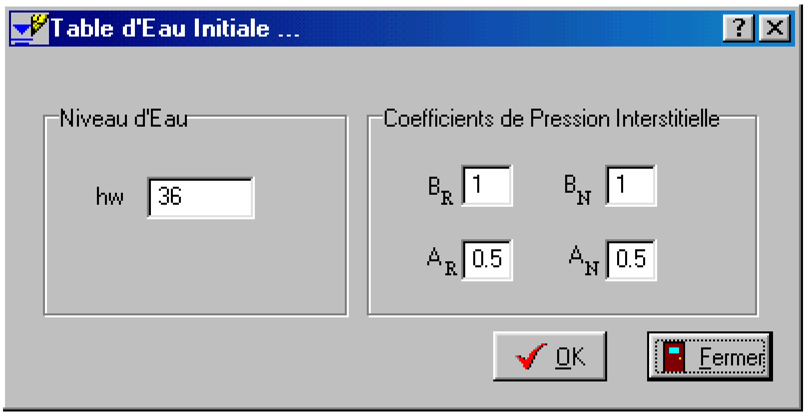
2- Choisir Données Géométriques du menu définition. Le même panneau précédent apparaît.

1. Taper 40 dans l'édit box de la hauteur du barrage "H";
2. Taper 3 dans l'édit box de la hauteur en tête du noyau "H_1";
3. Taper 22 dans l'édit box de la pente gauche du talus "β";
4. Taper 22 dans l'édit box de la pente droite du talus "β'";
5. Taper 31.7 dans l'édit box de la pente du noyau "α_1" ;
6. Taper 15 dans l'édit box de la largeur en tête du noyau "e" ;
7. Cliquer OK.

- Définir la Table d'Eau :

Il est nécessaire d'établir les conditions initiales de la pression d'eau. Spécifier une table d'eau peut ce faire comme suit :

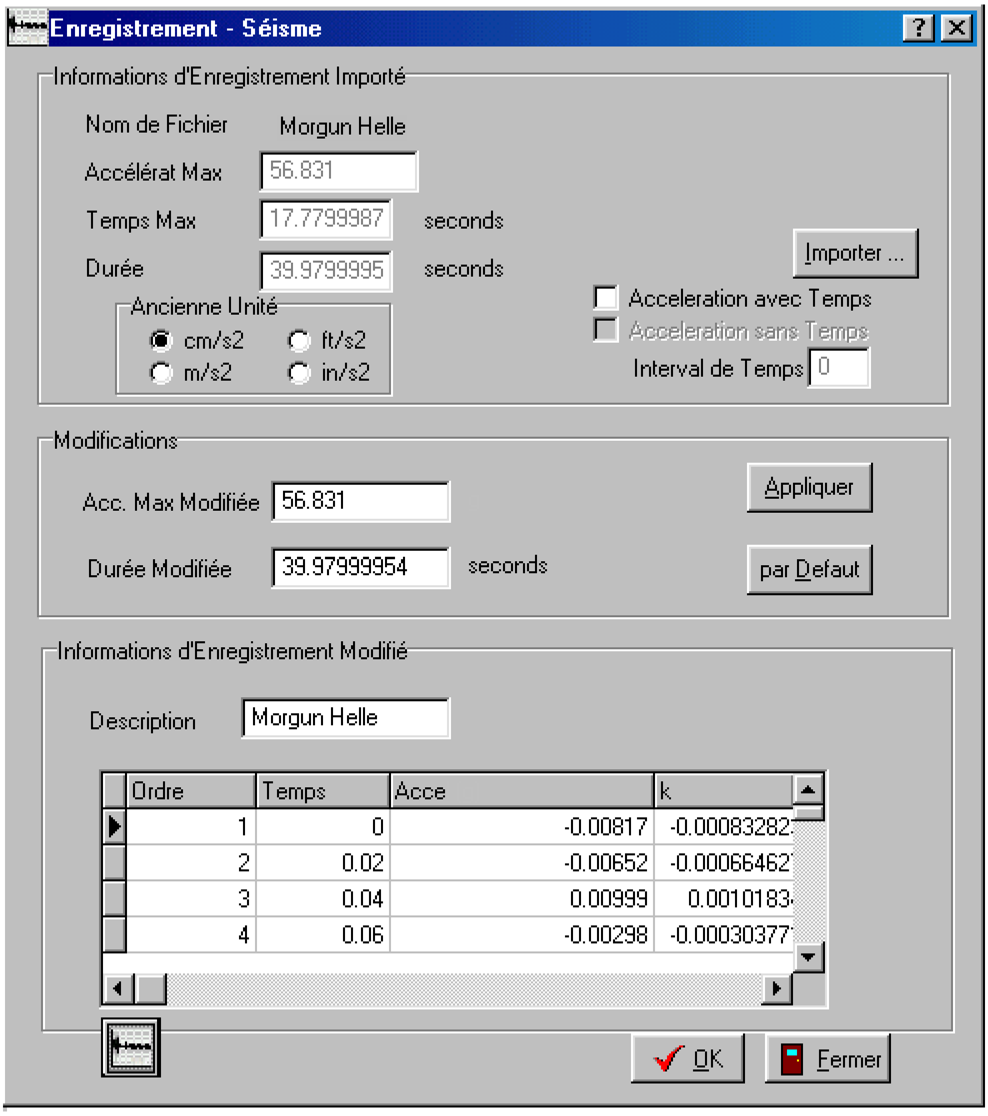
Choisir Table d'Eau Initiale du menu définition. La boîte du dialogue suivante apparaîtra :



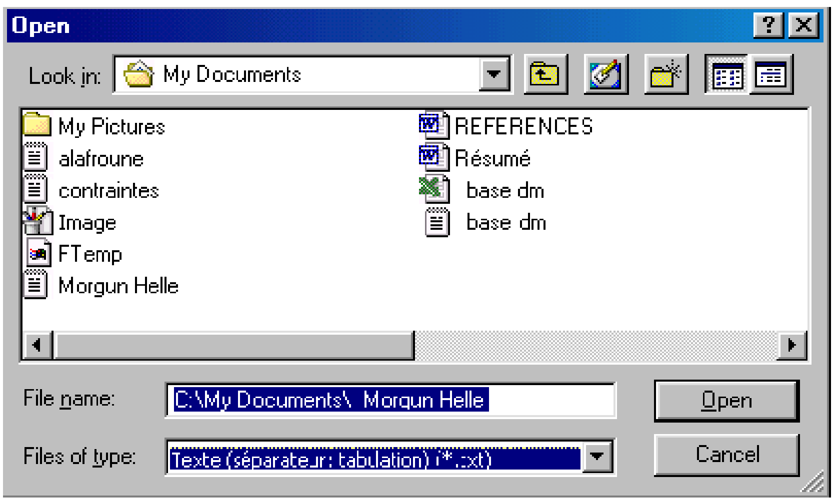
1. Taper 1,1,0.5 et 0.5 qui correspondent respectivement aux coefficient de pressions interstitielles "B_R", "B_N", "A_R" et "A_N" ;
2. Taper 36 dans l 'édit box du niveau d'eau "h_w";
3. Déclic OK.

- Importer et modifier le dossier d'enregistrement d'un tremblement de terre:

4. Choisir Enregistrement du menu définition. La boîte du dialogue suivante paraît:



1. Déclic le Bouton Importer. La boîte du dialogue suivante apparaît :



2. Sélectionner un exemple d'accélérations pour l'importer.

Après l'exécution de cette opération, les informations du tremblement seront importées sur cette boîte du dialogue comme l'accélération maximale, le temps correspondant et la durée du tremblement de terre.

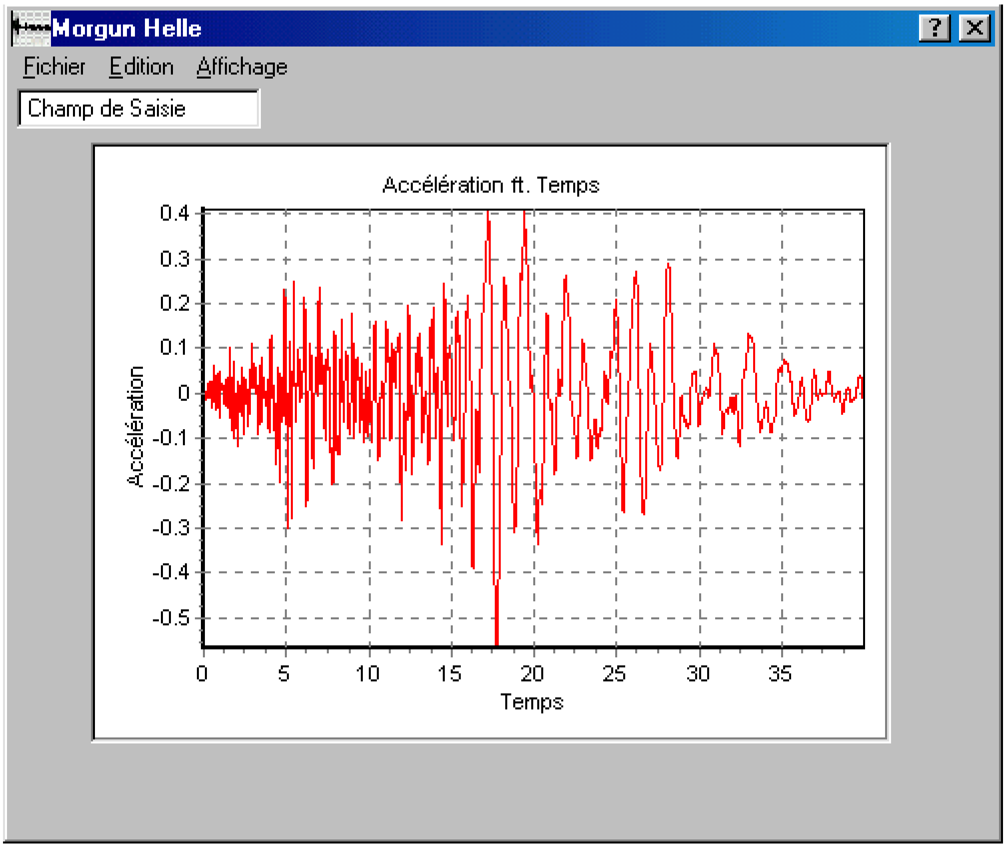
3. Cocher le type d'unité avec la quelle l'enregistrement est importé;

4. Cocher "Accélérations avec-Temps" si l'enregistrement est importé avec un pas de temps;

5. Cocher "Accélérations sans-Temps" si l'enregistrement est importé en accélérations seules, dans ce cas taper le pas de temps pour ces accélérations ex : 0.02 secondes;

En ce qui concerne notre exemple en va choisir accélération avec temps. "DYNANSTA" a déterminé du dossier que l'accélération maximale atteinte égale à 56.85 cm/sec/sec et son temps correspondant égal à 17.779 secondes et la durée du dossier est 40 secondes.

6. Déclic le bouton "Vue" pour voir les données graphiques d'enregistrement. Le panneau suivant paraît :



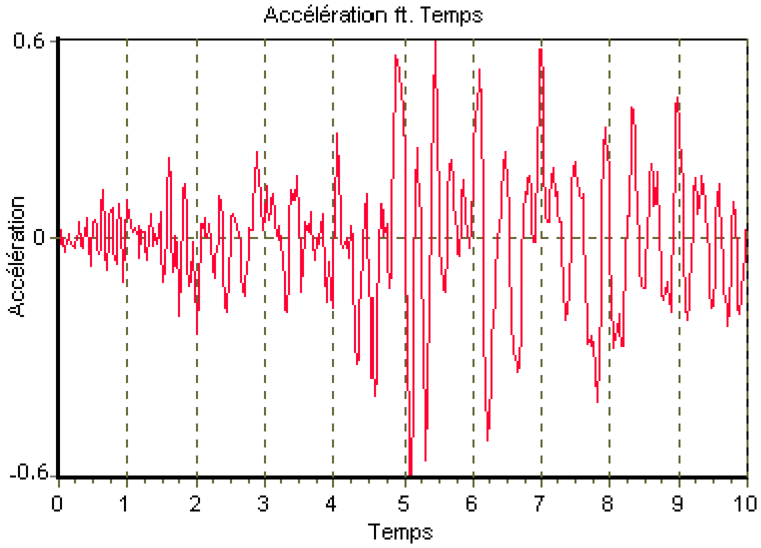
• Si on veut introduire des modifications sur l’enregistrement importé, on procède comme suit :

Dans notre problème par exemple, nous allons faire l’analyse que pour les dix premières secondes de l’enregistrement du séisme et que l'accélération maximale du site soit égale à 59.832 cm /sec^2.

1. Répéter les étapes 1 à 4;

"DYNANSTA" a déterminé du dossier que l'accélération maximale est égale à 29.916 cm/sec/sec et le correspondant égale à 5.09 secondes pendant la durée qui est égale à 10 secondes. L'accélération maximale 29.916cm/sec/sec correspond à 0.3049g. L'accélération maximale 59.832 dm/sec/sec correspond à 0.6099g comme il est montré sur le graphe suivant :

2. Taper 10 sec dans l'édit box de la durée modifiée;
3. Taper 59.832 dans l'édit box d'Acc max. Modifiée, après déclic le bouton "Appliquer". Le dossier du tremblement de terre entier sera modifier pour que l'accélération max. soit 0.6099 g cad que toutes les accélérations seront amplifiées deux fois.
4. Déclic le bouton "Vue" pour voir les données graphiques modifiées. Le graphe suivant est le dossier d’enregistrement modifié.



I.2.2- L’Analyse et la Résolution du Problème :

La deuxième partie de "DYNANSTA" est utilisée pour calculer les facteurs de sécurité, les déplacements, les surpressions interstitielles et les contraintes…etc. la fonction d'analyse est utilisée pour analyser un problème.

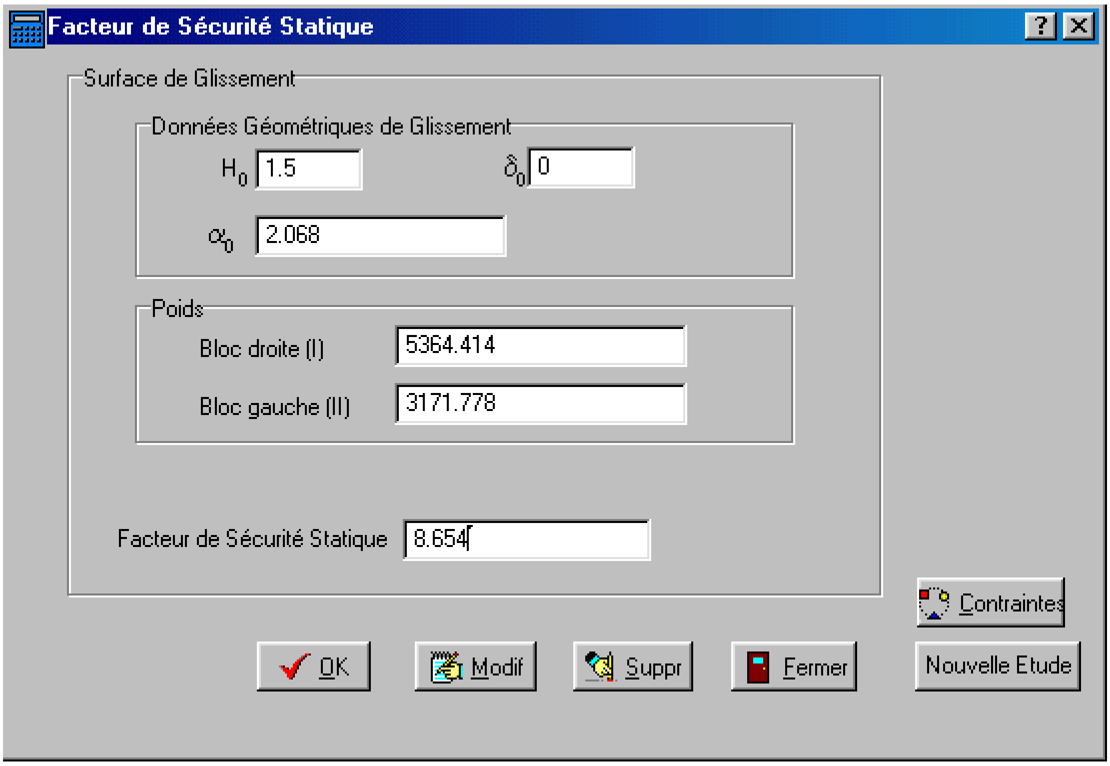
❑ Pour commencer l'Analyse du problème :

- Sélectionner Analyse à partir de la barre des menus.

I.2.2.1- L'Analyse Statique :

❑ Pour calculer le Facteur de Sécurité Statique :

- Sélectionner Analyse à partir de la barre des menus;
- Choisir Analyse Statique;
- Choisir Facteur de Sécurité Statique. La boîte du dialogue suivante paraît :



Taper les données de la géométrie supposée de rupture dans le cas statique :

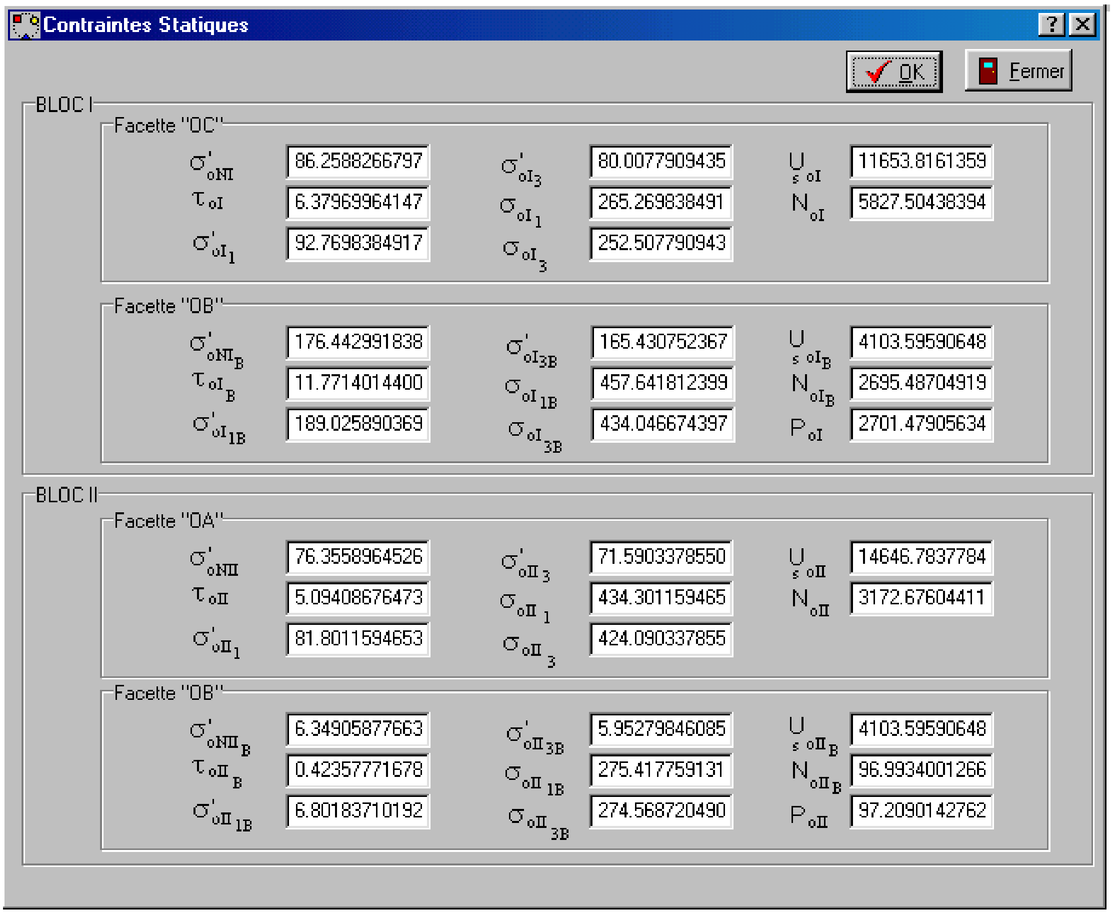
1. Taper 1.5 dans l'édit box de "H_o";
2. Taper 0 dans l'édit box de "δ_o" ;
3. Cliquer OK.

Ou bien, vous pouvez calculer le Facteur de Sécurité Statique en cliquant sur le bouton de raccourci de la Barre d'outils Analyse.

❑ Pour calculer les Contraintes Statiques au milieu de chaque bloc :

- Sélectionner Analyse à partir de la barre des menus;
- Choisir Analyse Statique;

- Choisir Contraintes Statiques. La boîte du dialogue suivante apparaît :



1. Cliquer OK.

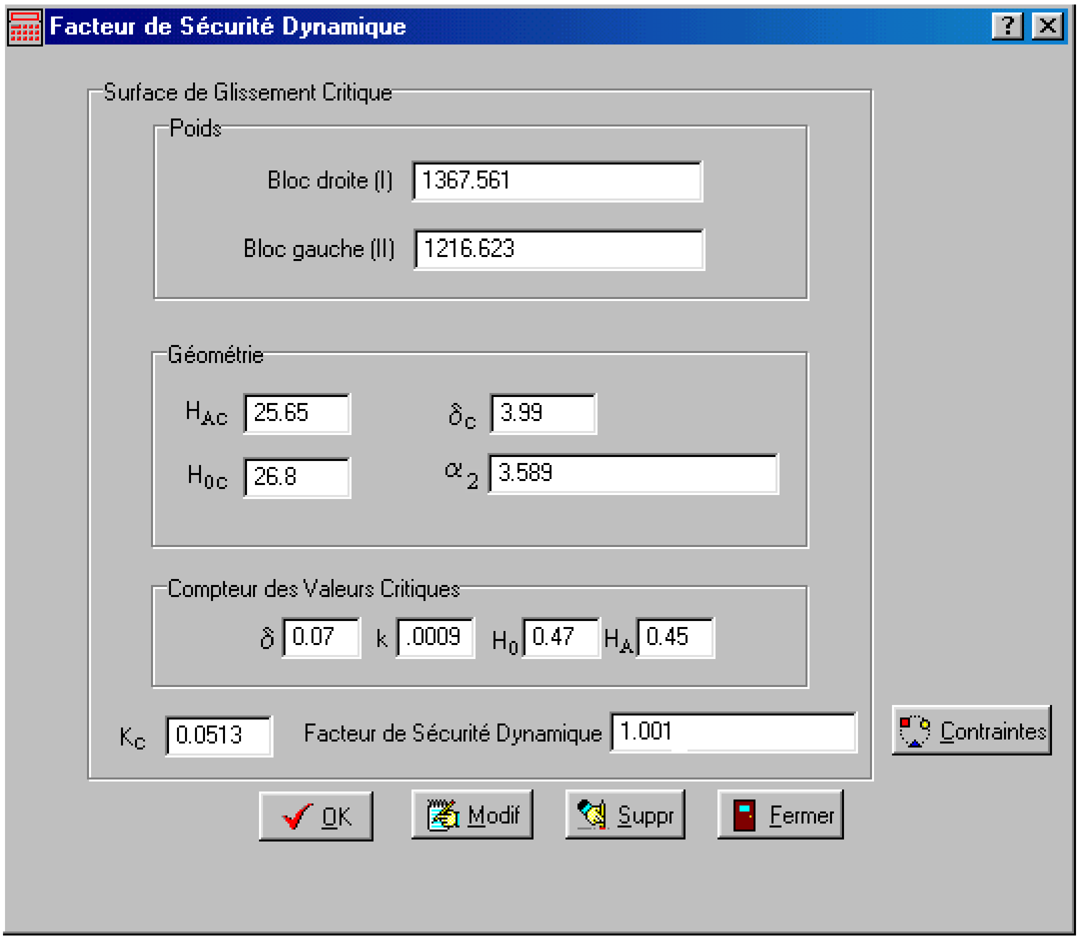
Ou bien, vous pouvez calculer les Contraintes Statiques par le bouton Contraintes au niveau de la boîte de facteur de sécurité statique.

I.2.2.2- L'Analyse Dynamique :

Jusqu'à ce stade nous avons calculé les résultats du cas statique. Maintenant ces résultats deviendront les conditions initiales pour la partie dynamique de l'analyse. Les fichiers qui contiennent ces conditions initiales seront sauvegardés.

I.2.2.2.1- Le Facteur de Sécurité Dynamique :

- Pour calculer le Facteur de Sécurité Dynamique :
  - Sélectionner Analyse à partir de la barre des menus;
  - Choisir Analyse Dynamique;
  - Choisir Facteur de Sécurité Dynamique. La boîte du dialogue suivante paraît :

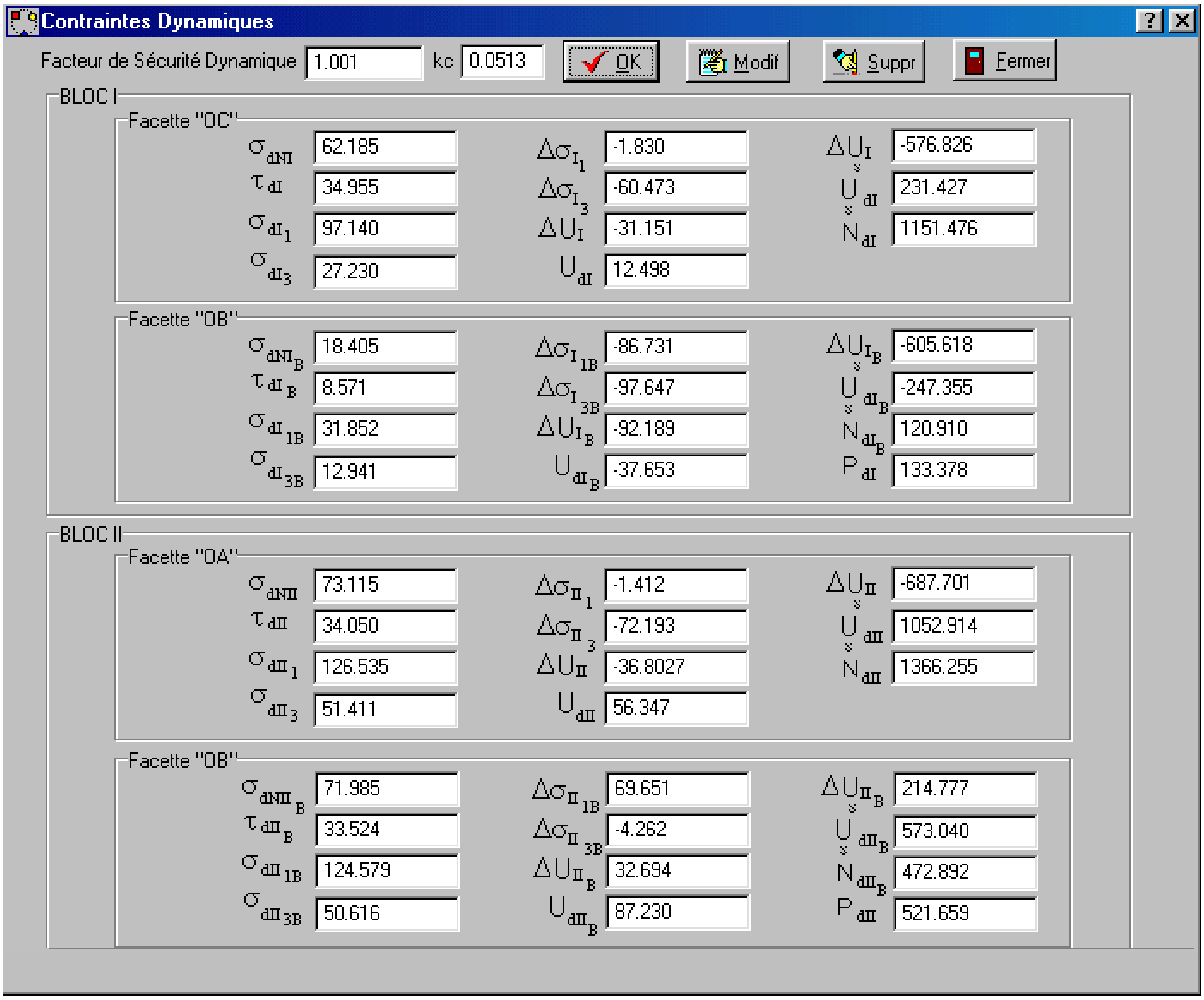


1. Cliquer OK.

Ou bien, vous pouvez calculer le facteur de sécurité dynamique en cliquant sur le bouton de raccourci de la Barre d'outils Analyse.

- Pour calculer les Contraintes Dynamiques au milieu de chaque bloc :
  - Sélectionner Analyse à partir de la barre des menus;
  - Choisir Analyse Dynamique;

- Choisir Contraintes Dynamiques. La boîte du dialogue suivante paraît :



1. Cliquer OK.

Ou bien, vous pouvez calculer les contraintes dynamiques par le bouton "Contraintes" au niveau de la boîte du facteur de sécurité dynamique.

- Si vous voulez calculer les Contraintes Dynamiques pour d'autres valeurs du coefficient sismique "k" :

2. Taper par exemple 0.15 dans l'édit box de "k";

2. Cliquer OK. Vous aurez les novelles valeurs des contraintes.

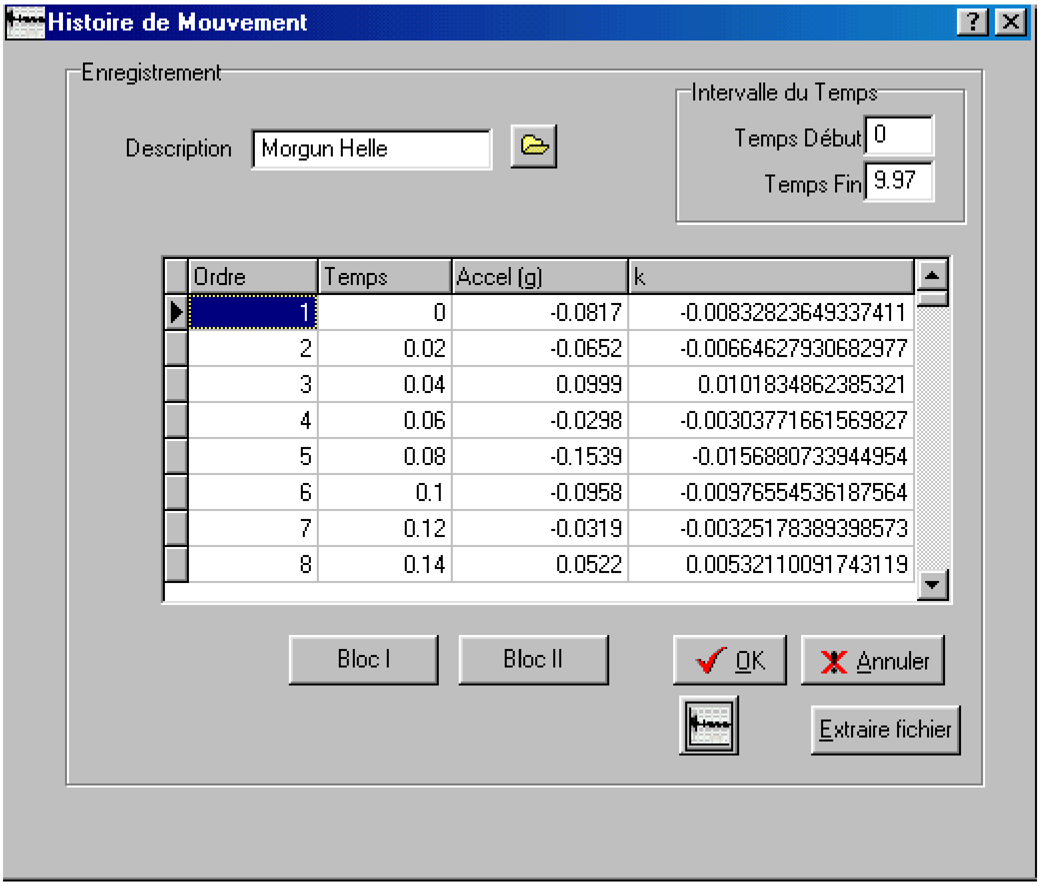
❑ Pour Quitter Analyse:

Maintenant vous avez calculé les facteurs de sécurité et les contraintes. Pour quitter toutes les boites précédentes Cliquer sur le bouton "Fermer" de chaque boite ou cliquetez le bouton "x" dans le coin du sommet-droit des fenêtres d'analyse.

I.2.2.2.2- __Le Déplacement__ :

❑ Pour calculer le Déplacement-Vitesse et Accélération des milieux des deux blocs:

- Sélectionner Analyse à partir de la barre des menus;
- Sélectionner "Séisme et Importer Données". La boîte du dialogue suivante apparaît :



1. Cliquer sur le bouton Importer pour importer le dossier modifié du séisme défini précédemment (dans la définition du problème)

- Pour le choix d'intervalle du temps voulu du tremblement pour faire l'analyse :

2. Taper 0 secondes dans l'édit box du Temps Début ;

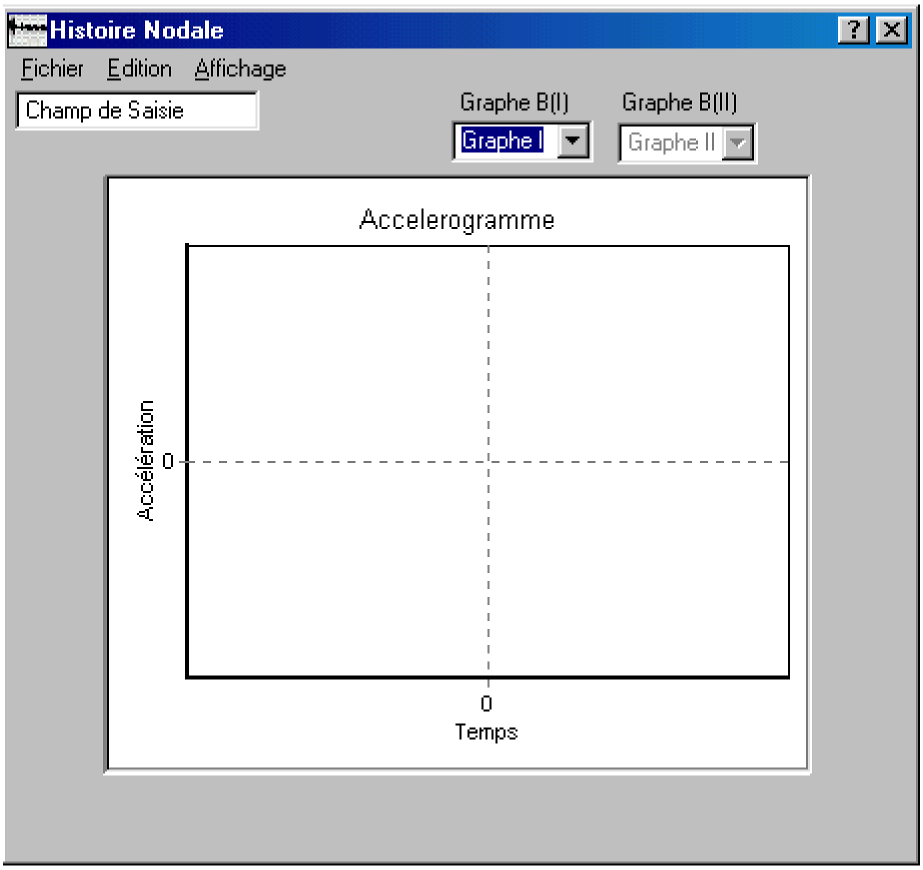
3. Taper 39.97 secondes dans l'édit box du Temps Fin;

4. Cliquer sur le bouton "Vue" pour afficher l'accélérogramme importé entre 0 et 39.97 secondes. Vous aurez le graphe précédent. Si vous voulez réduire la durée de l'enregistrement, tapez la valeur du "temps début" correspondante et celle du "temps fin";

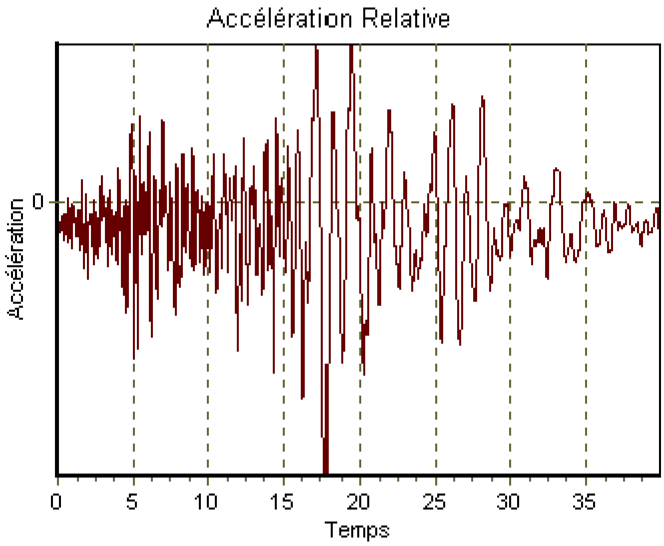
5. Cliquer le bouton "Extraire" pour commencer l'analyse ;

6. Cliquer le bouton OK pour effectuer l'opération d'intégrale des accélérations relatives et absolues;

7. Cliquer sur le bouton "Bloc I". La boîte du dialogue suivante paraît :



8. Choisir le type de graphe ex : accélération relative dans la liste des graphes du bloc I. Sur la même fenêtre on peut visualiser le graphe choisi;



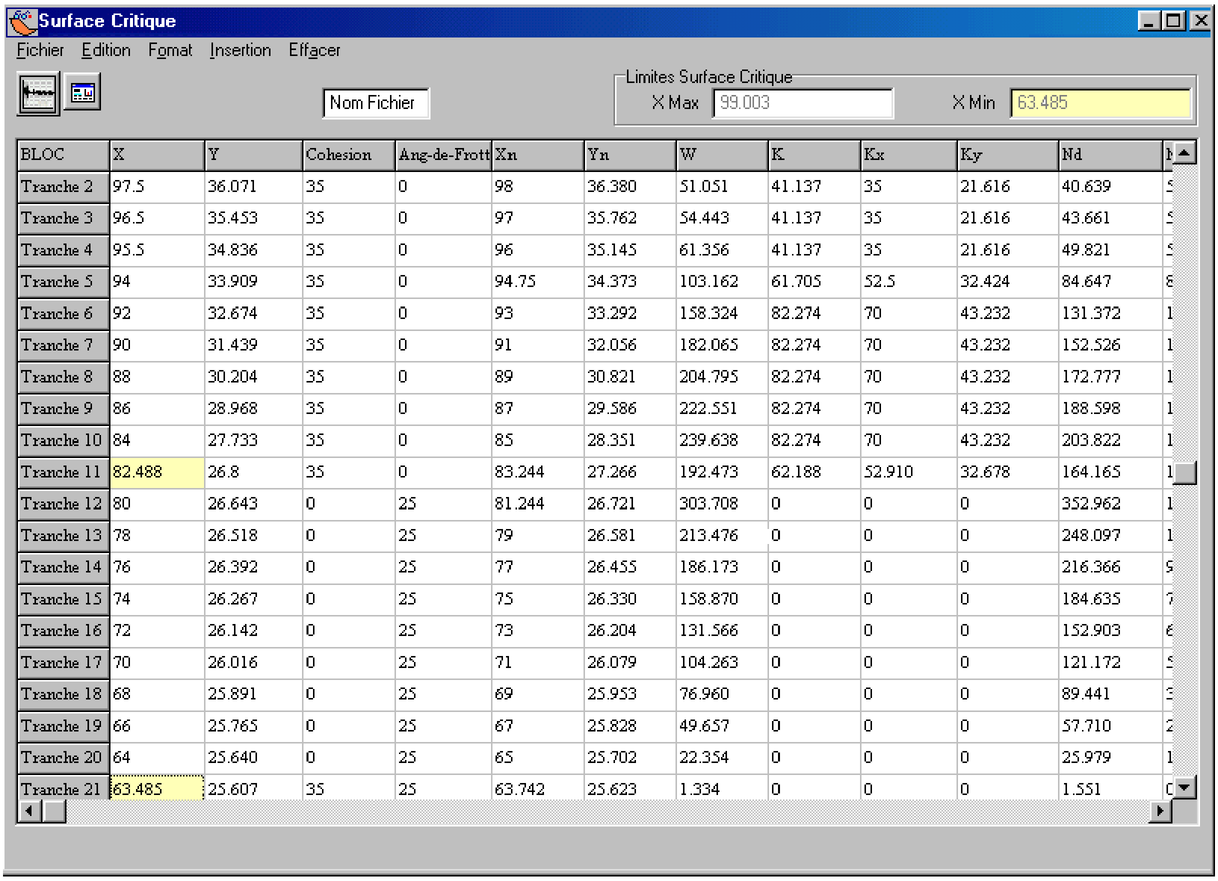
9. Choisir Fermer du menu Fichier pour quitter cette fenêtre;

10.Cliquer sur le bouton "Annuler" pour quitter la fenêtre de l'Histoire de Mouvement;

• Refaire l'étape 8 pour visualiser tous les graphes du bloc I et II. Ils sont groupés en fin de ce travail pratique.

I.2.2.2.3- La Surface Critique :

- Pour calculer les différentes variables le long de la surface critique :
  - Sélectionner Analyse à partir de la barre des menus;
  - Choisir Surface Critique. La boîte du dialogue suivante apparaît :



BLOC	X	Y	Cohesion	Ang-de-Frott	Xn	Yn	W	K	Kx	Ky	Nd
Tranche 2	97.5	36.071	35	0	98	36.380	51.051	41.137	35	21.616	40.639
Tranche 3	96.5	35.453	35	0	97	35.762	54.443	41.137	35	21.616	43.661
Tranche 4	95.5	34.836	35	0	96	35.145	61.356	41.137	35	21.616	49.821
Tranche 5	94	33.909	35	0	94.75	34.373	103.162	61.705	52.5	32.424	84.647
Tranche 6	92	32.674	35	0	93	33.292	158.324	82.274	70	43.232	131.372
Tranche 7	90	31.439	35	0	91	32.056	182.065	82.274	70	43.232	152.526
Tranche 8	88	30.204	35	0	89	30.821	204.795	82.274	70	43.232	172.777
Tranche 9	86	28.968	35	0	87	29.586	222.551	82.274	70	43.232	188.598
Tranche 10	84	27.733	35	0	85	28.351	239.638	82.274	70	43.232	203.822
Tranche 11	82.488	26.8	35	0	83.244	27.266	192.473	62.188	52.910	32.678	164.165
Tranche 12	80	26.643	0	25	81.244	26.721	303.708	0	0	0	352.962
Tranche 13	78	26.518	0	25	79	26.581	213.476	0	0	0	248.097
Tranche 14	76	26.392	0	25	77	26.455	186.173	0	0	0	216.366
Tranche 15	74	26.267	0	25	75	26.330	158.870	0	0	0	184.635
Tranche 16	72	26.142	0	25	73	26.204	131.566	0	0	0	152.903
Tranche 17	70	26.016	0	25	71	26.079	104.263	0	0	0	121.172
Tranche 18	68	25.891	0	25	69	25.953	76.960	0	0	0	89.441
Tranche 19	66	25.765	0	25	67	25.828	49.657	0	0	0	57.710
Tranche 20	64	25.640	0	25	65	25.702	22.354	0	0	0	25.979
Tranche 21	63.485	25.607	35	25	63.742	25.623	1.334	0	0	0	1.551

1. Taper la valeur de l'abscisse "X_{Max}" (la limite supérieure du bloc I)du sommet du barrage, même si la valeur tapée est fausse, le programme la calcul automatiquement;

2. Saisir les valeurs des abscisses "X" des limites des tranches qui doivent être < X_{Max};

Commentaire :

Si la valeur de l'abscisse introduite est moins que la limite inférieure du bloc I, vous recevez un message qui dit que "La limite du bloc I est atteinte" et sa valeur s'affiche automatiquement sur le tableau. La même chose pour le bloc II. Dans notre cas la limite du bloc I égale à 82.488 et celle du bloc II égale à 63.485.

Ce tableau contient 52 colonnes. Chaque colonne correspond à une variable de l'ensemble des variables qui se calculent automatiquement le long de la surface critique.

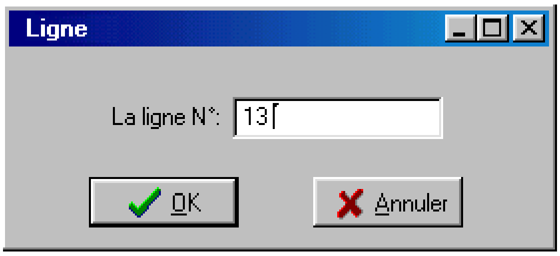
3. Cliquer sur Insérer ou sur la touche F_3 du clavier pour insérer des lignes;

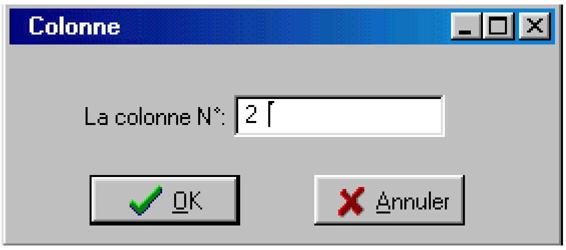
4. Cliquer sur Effacer Tous ou Ligne pour Effacer le contenu des lignes;

5. Cliquer sur Format pour uniformiser, masquer ou afficher sous format standard des lignes ou des colonnes;

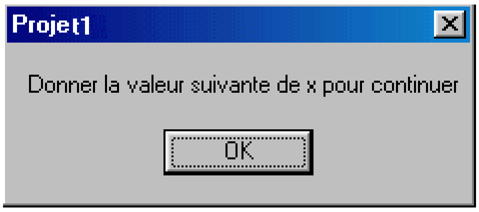
• Si vous choisissez hauteur (même chose pour largeur) le message suivant paraît :

6. Les panneaux suivants s'affichent pour choisir le numéro de la ligne ou de la colonne à masquer :

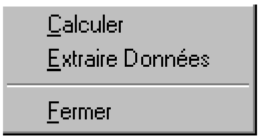




7. Cliquer sur Calculer du menu Fichier pour effectuer les calcules. Si la limite du bloc I ou celle du bloc II ne sont pas encor atteintes le panneau suivant paraît :



8. Cliquer sur Extraire du menu Fichier pour extraire les données dont nous aurons besoin dans la partie suivante;



9. Choisir Copier du menu Edition pour copier ce tableau sous format Excel. Avant l'exécution de cette fonction, il faut insérer le nom du fichier sur l'édit box du "Nom Fichier" ex : Résultats. Le tableau des résultats sous format Excel est présenté en fin de ce problème.

10. Cliquer sur Fermer du menu Fichier pour fermer cette fenêtre.

I.2.3- L'Affichage Graphique des Résultats :

La fonction Dessin du "DYNANSTA" vous permet de visualiser les résultats graphiques de l'analyse d'un problème :

- Afficher un corps libre avec son polygone de forces pour chaque tranche de la surface de glissement ;
- Interpréter les résultats calculés par des graphes;
- Interpréter les états des contraintes par des cercles de Mohr;

• Interpréter les variations des facteurs de sécurité en fonction des caractéristiques mécaniques des sols ou en fonctions des paramètres géométriques des problèmes et en fonction des coefficients sismiques par des graphes.

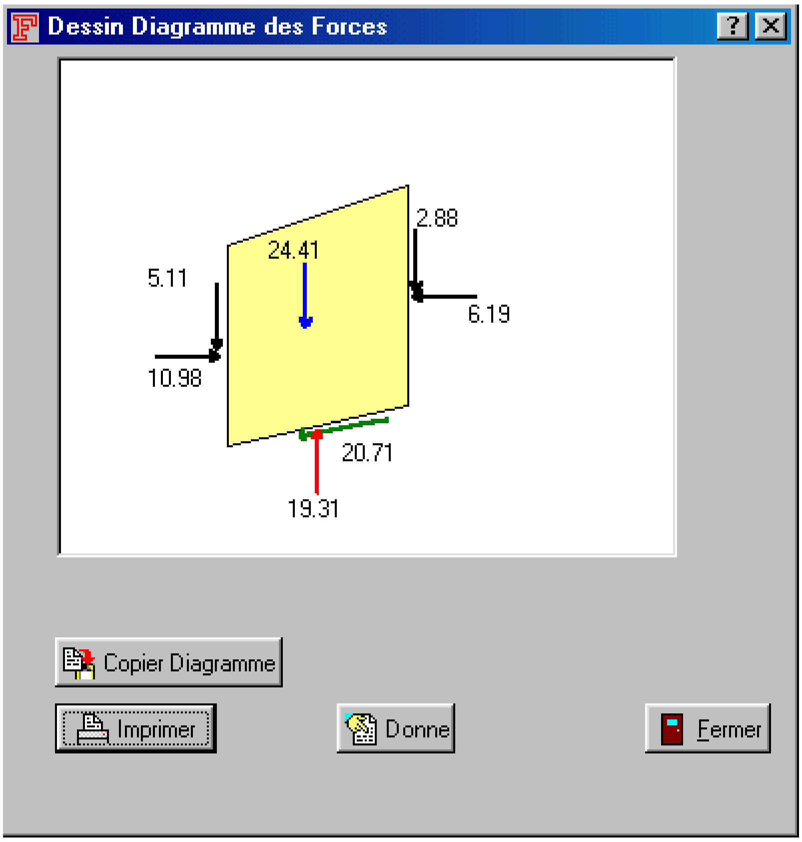
I.2.3.1- La Visualisation des Forces :

Les forces calculées le long de la ligne de la surface de glissement critique peuvent être affichées comme un corps libre avec son polygone des forces de chaque tranche.

- Pour visualiser les forces des tranches :
  - Sélectionner Dessin à partir de la barre des menus;

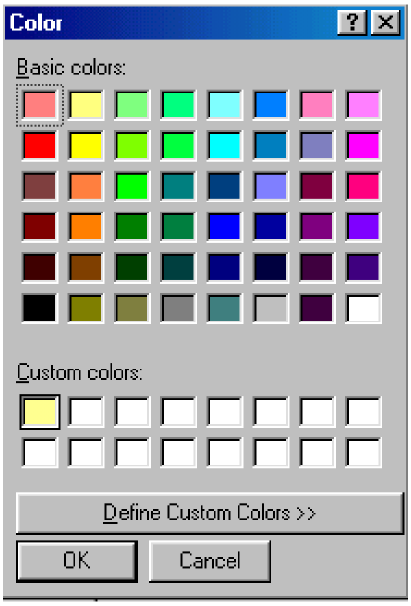
1. Choisir Diagramme-Forces à partir du menu Dessin. La boîte du dialogue suivante paraît :

2. Choisir le numéro "1" de la tranche dans la liste des tranches ;
3. Cliquer OK. Le panneau suivant apparaît :



Ce corps libre montre les forces d'une tranche sélectionnée de la surface critique. La valeur de chaque force est affichée à côté de la flèche (la longueur des vecteurs n'est pas dessinée à l'échelle), et la direction des flèches représente la direction des vecteurs. Le polygone de force est l'addition de toutes les forces qui agissent sur la tranche.

4. Cliquer le bouton Donne le panneau suivant paraît pour choisir la couleur du remplissage :



5. Sélectionner le bouton Copier Diagramme pour copier le diagramme afin de

l'utiliser pour d'autres applications.

6. Choisir imprimer le diagramme (avec la dimension à la qu'elle il est affiché sur écran)

7. Répéter les étapes 2 à 6 jusqu'à ce que vous aurez fini de voir les informations sur les forces de toutes les tranches de la surface critique.

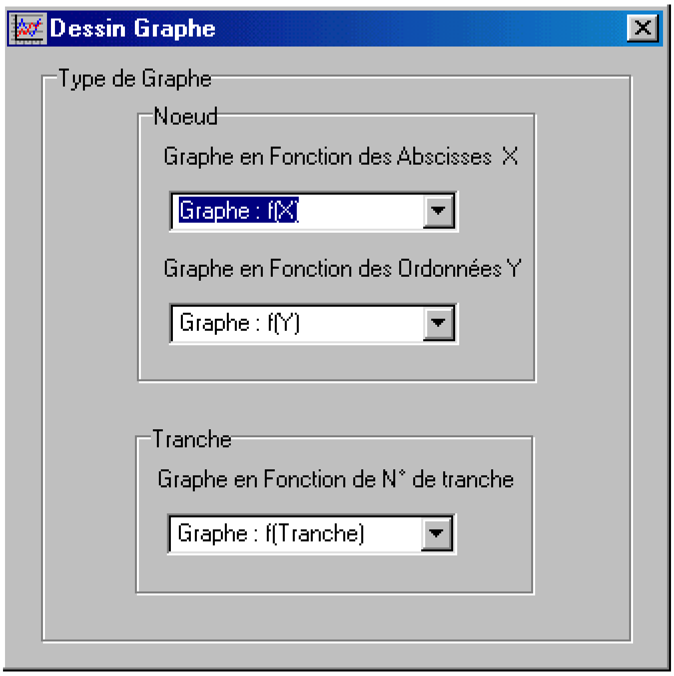
8. Cliquer le bouton Fermer pour quitter ce panneau.

I.2.3.2- L'Affichage Graphique des Résultats :

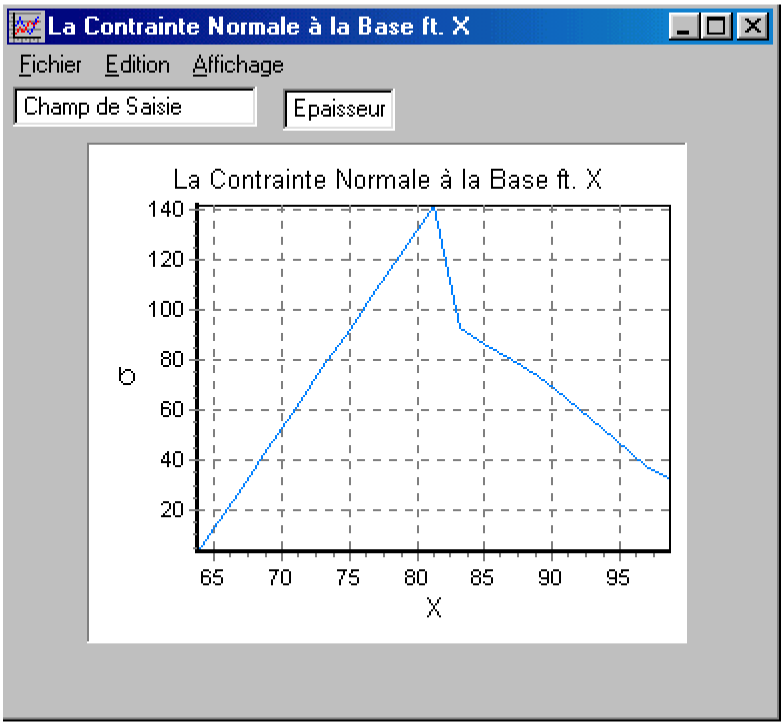
Les forces qui agissent sur chaque tranche de la surface de rupture critique sont calculées et sont sauvegardées dans un dossier des résultats. Comme la fonction Dessin vous permet d'afficher un diagramme du corps libre de ces forces, vous pouvez visualiser aussi les valeurs de ces forces sous forme d'un graphique. Pour cet exemple de problème, la procédure sera présentée pour visualiser le graphe suivant le long de la surface de rupture critique et les autres graphes sont groupés en fin de ce problème.

- Pour Afficher un graphique :

1. Choisir Graphes à partir du menu Dessin. La boîte du dialogue suivante paraît :



2. Choisir le type de graphe dans la 1^ere^ liste des graphes en fonction des abscisses "X" des nœuds ex: la contrainte normale à la base de chaque tranche. La fenêtre du Graphique suivante apparaît, elle contient un graphique des conditions sélectionnées:



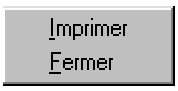
Vous pouvez aussi visualiser ces graphes en cliquant sur le bouton "Graphe" au niveau de la boite du dialogue de la surfasse critique.

- Refaire la deuxième étape pour visualiser ce graphe en fonction des ordonnées "Y" des nœuds, mais cette fois-ci le choix sera au niveau de la 2ème liste. En ce qui concerne la 3ème liste le choix sera pour visualiser les graphes des forces intertranches.

3. Cliquer sur la flèche de la 1ère, 2ème et 3ème liste à droite. Une liste d'autres paramètres est disponible pour afficher leurs graphes.

4. La répétition de l'étape 2 permet de visualiser tous les autres graphes.

Les commandes du menu Fichier sont :



5. Sélectionner imprimer à partir du menu Fichier de la fenêtre du Graphique si vous souhaitez imprimer le graphique par défaut.

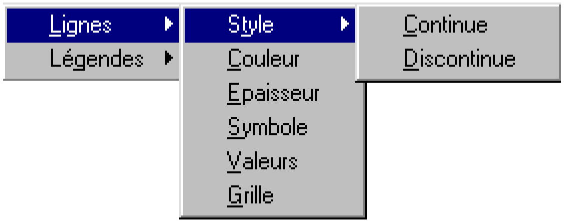
6. Fermer la fenêtre du Graphique à partir du menu Fichier de la fenêtre du Graphique en sélectionnant fermer.

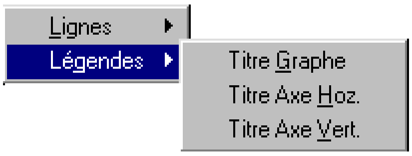
Les commandes du menu Edition sont :

7. Choisir Copier à partir du menu Edition de la fenêtre du Graphique si vous souhaitez copier le graphique pour l'exporter dans autres applications.

8. Sélectionner Affichage pour spécifier les titres et les options d'affichage du graphique.

Les commandes du menu Affichage sont :



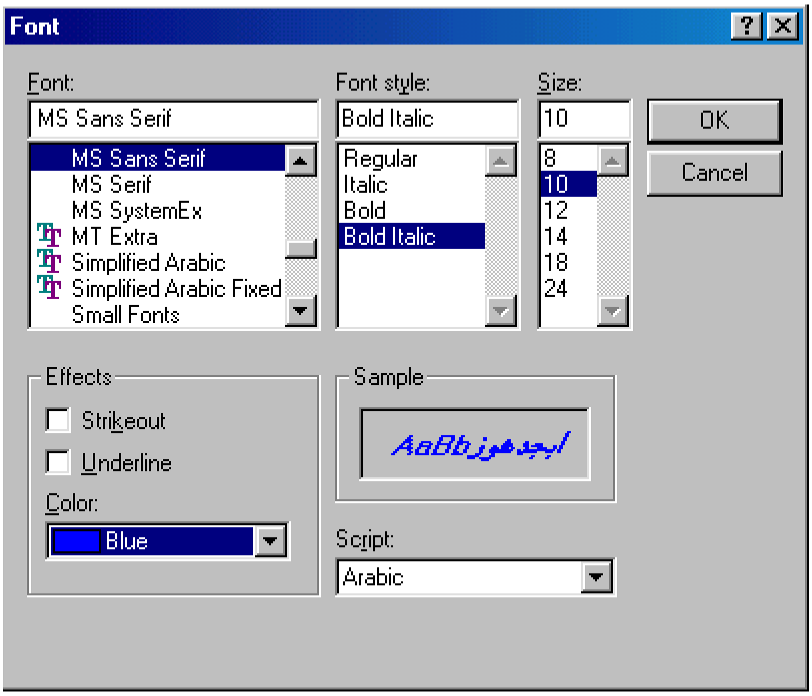


9. Sélectionner Style Discontinue pour afficher le graphe avec une ligne discontinue;

10. Sélectionner Symbole et Epaisseur et taper sa valeur dans l'édit box de l'épaisseur la fenêtre du graphique;

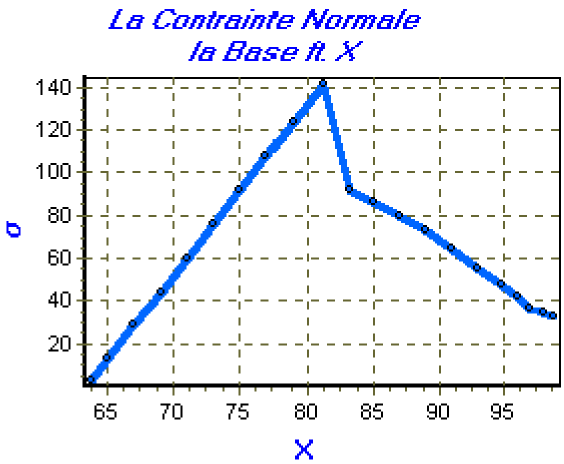
11. Saisir les titres (du graphe et des axes) dans l'édit box "Champ de Saisie"

12. Sélectionner Légende pour modifier les titres du graphique. Le panneau suivant paraît :

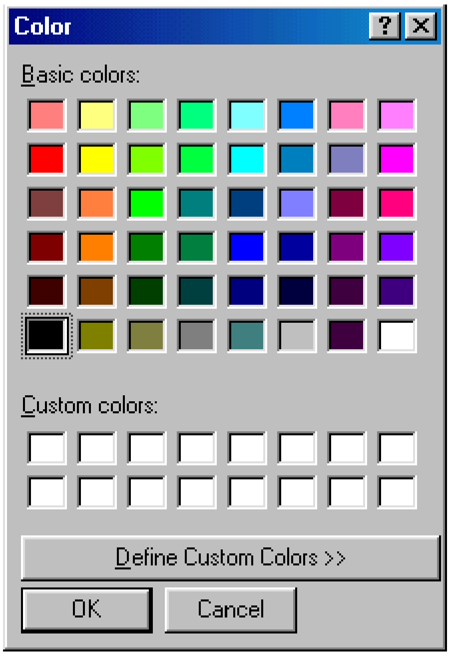


13. Spécifier un style de la police de caractères du graphique ;

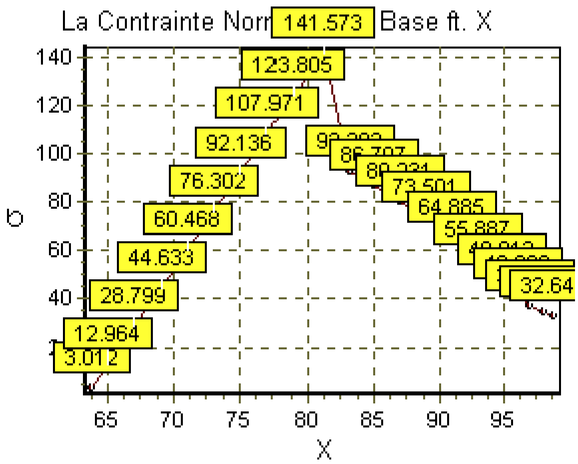
14. Cliquer OK le graphique s'affichera sur la fenêtre correspondante avec les modifications affectées :



15. Sélectionner Couleur pour changer la couleur du graphe. Le panneau suivant paraît :



16. Sélectionner Valeurs ou grille pour afficher les valeurs des résultas ou la grille :

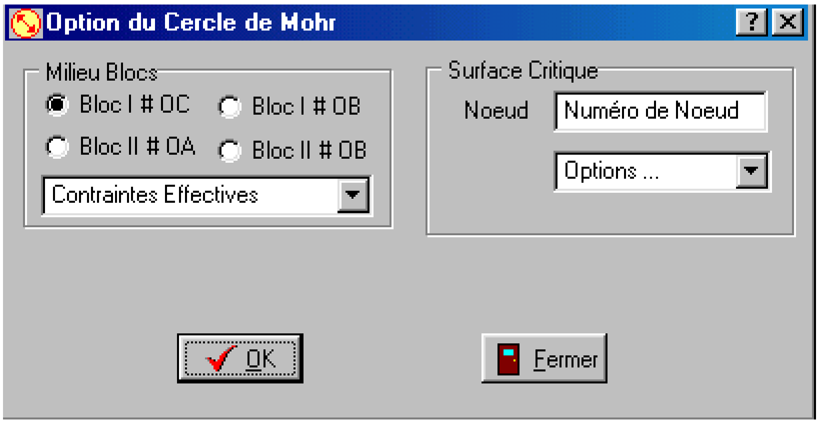


I.2.3.3- Le Dessin des Cercles de Mohr :

Une autre méthode pour contrôler que les conditions appliquées sont raisonnables par le dessin des états des contraintes. Le Cercle de Mohr fournit une représentation graphique de la valeur et direction des contraintes totales ou contraintes effectives à n'importe quel nœud.

❑ Pour Afficher des Cercles de Mohr :

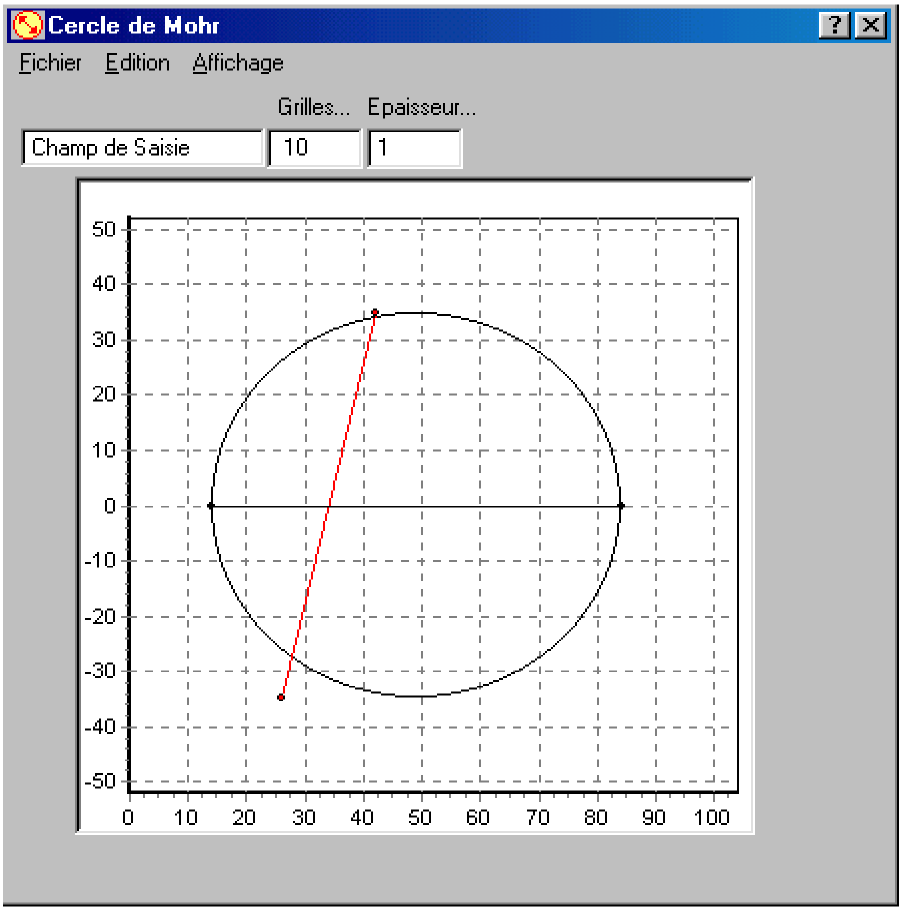
1. Choisir Cercles de Mohr à partir du menu Dessin. La fenêtre des options du Cercle de Mohr apparaît :



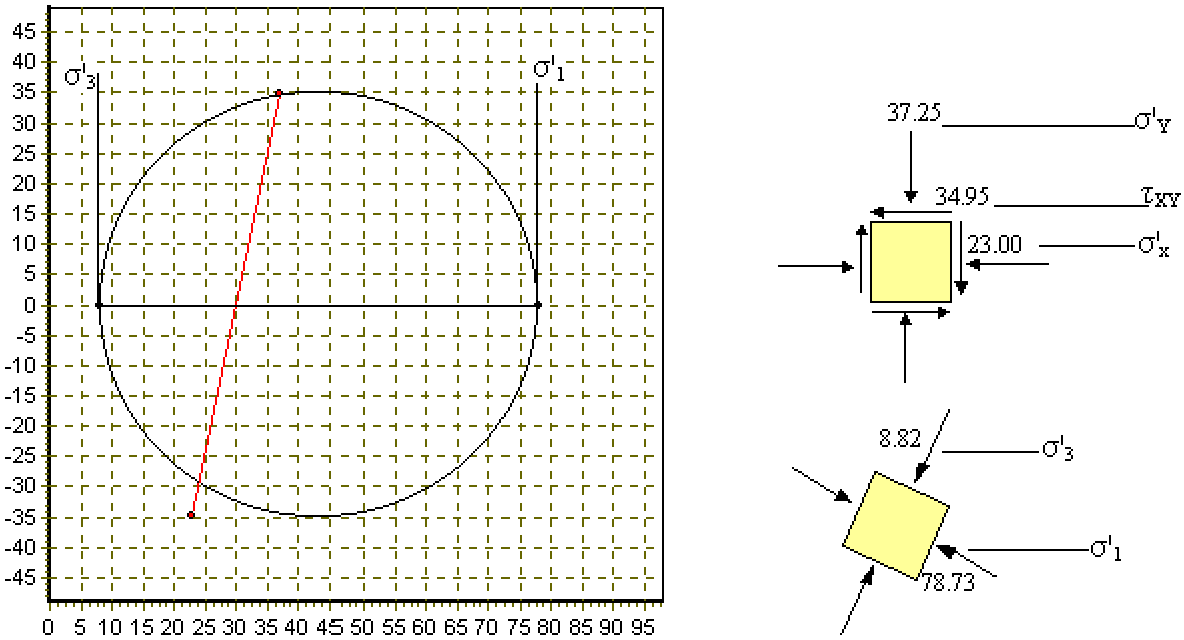
2. Cocher Bloc I facette "OC", si vous voulez afficher le cercle de Mohr des conditions du milieu de chaque bloc.

3. Choisir "Contraintes effectives" au niveau de la liste des options des milieux des blocs;

4. Cliquer OK. Le panneau suivant paraît :



5. Choisir le numéro "1" dans la liste de numéro des nœuds de la Surface Critique, si vous voulez afficher le cercle d'un nœud appartient à la surface critique et répéter la troisième et la quatrième étape. Le cercle correspondant s'affichera sur le même panneau précédent :

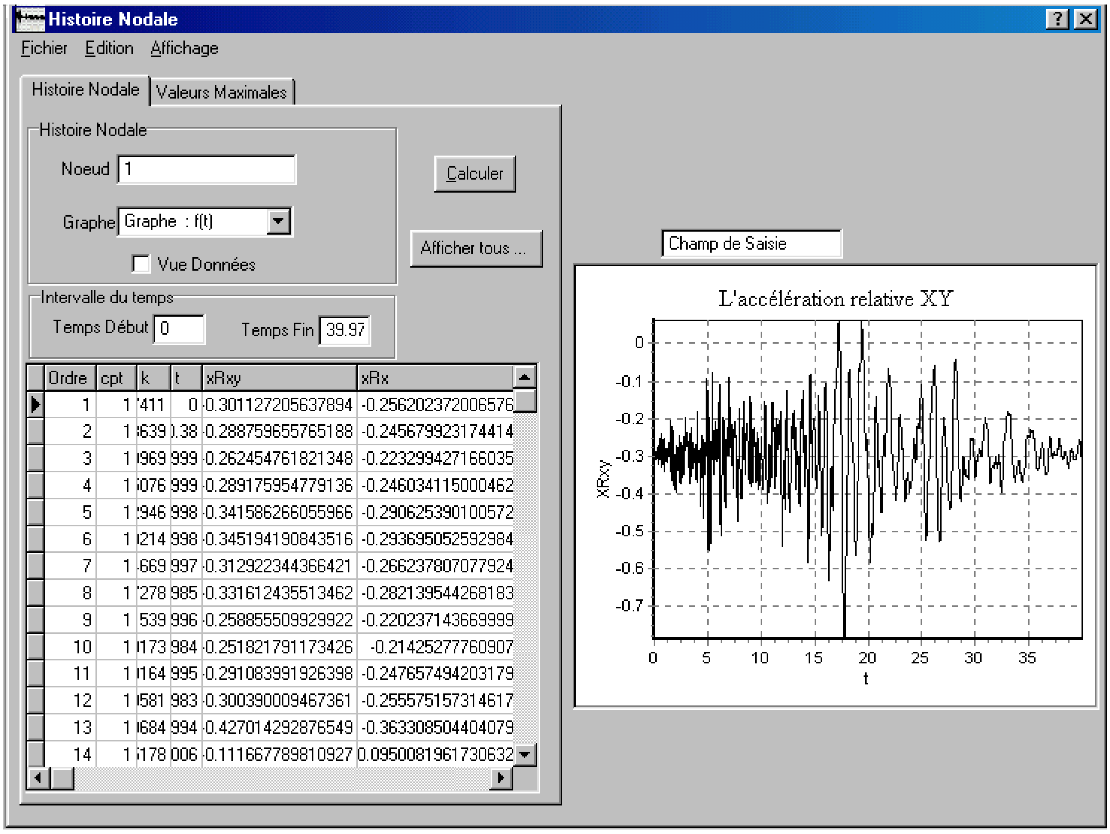


6. Choisir Fermer du menu Fichier pour quitter cette fenêtre.

I.2.3.4- L'Histoire de Mouvement Nodale :

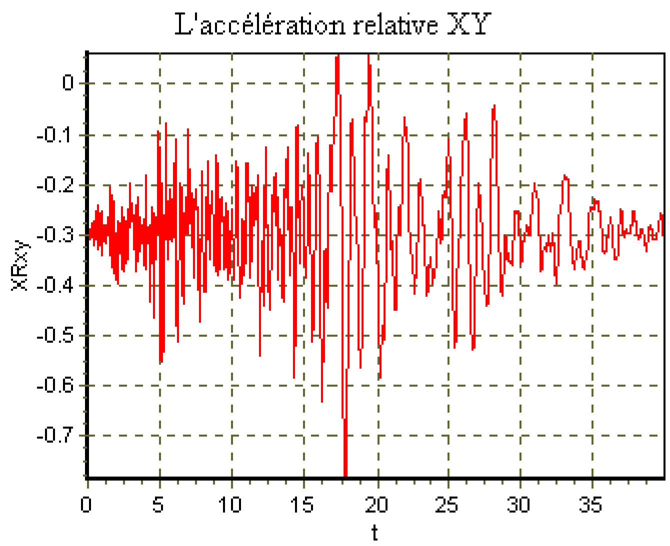
Afficher l'histoire du mouvement complète d'un point sélectionné est utile dans une analyse dynamique. Il est possible en "DYNANSTA" de visualiser l'histoire de mouvement de chaque nœud sélectionné. Dans cet exemple du travail pratique, nous sélectionnerons juste un nœud à la crête du barrage.

1. Choisir Dessin Histoire Nodale à partir du menu Dessin ou le bouton de raccourci correspondant au niveau de la boite du dialogue intitulée "Surface Critique". Le panneau suivant apparaît :



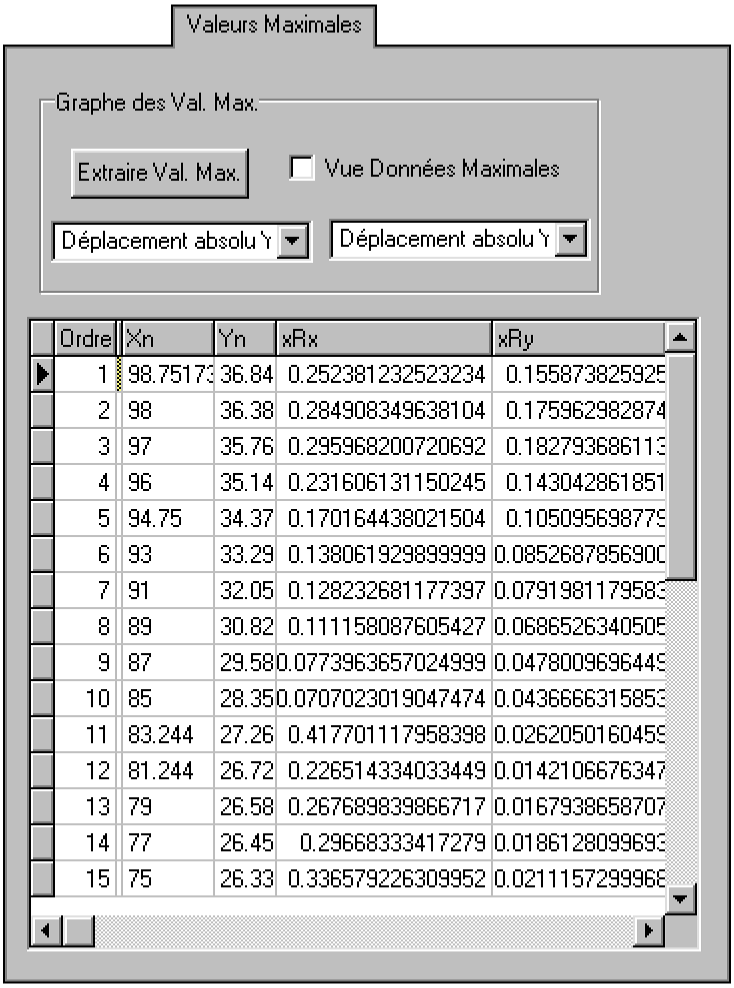
- Pour le choix d'intervalle du temps du tremblement désiré pour faire l'analyse :

2. Taper 0 secondes dans l'édit box de Temps Début ;
3. Taper 39.99 secondes dans l'édit box de Temps Fin;
4. Cliquer sur le bouton "Calculer" pour procéder les calculs des intégrales ;
5. Choisir le numéro du nœud dans la liste des nœuds, ex :"1" ;
6. Cocher "Vue Données". Les résultats du premier nœud seront affichés sur le tableau en dessous. Si vous voulez afficher les résultats de tous les nœuds de la surfasse critique, cliquer sur le bouton "Afficher tous…"
7. Choisir le type de graphe à partir de la liste des graphes comme par exemple : Accélération relative XY. Ce graphe sera affiché sur le même panneau :



8. Cliquer sur la flèche, une liste d'autres graphes est disponible. Ils sont groupés en fin de ce problème;

9. Cliquer sur l'anglet des valeurs maximales :

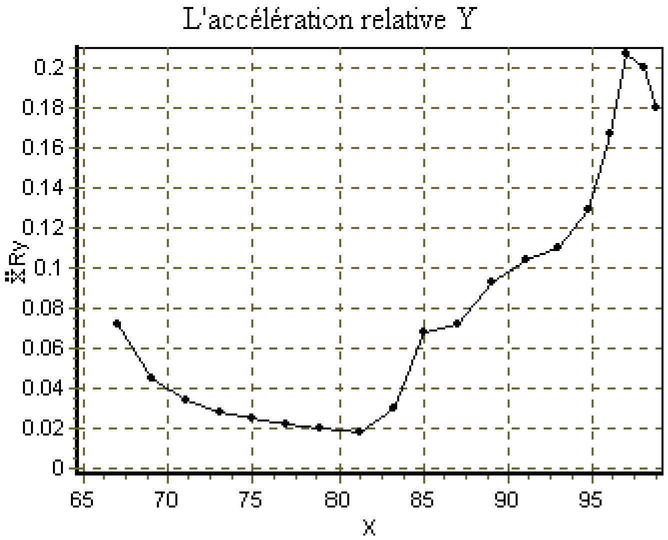


Ordre	Xn	Yn	xRx	xRy
1	98.7517	36.84	0.252381232523234	0.15587382592
2	98	36.38	0.284908349638104	0.175962982874
3	97	35.76	0.295968200720692	0.18279368611
4	96	35.14	0.231606131150245	0.143042861851
5	94.75	34.37	0.170164438021504	0.10509569877
6	93	33.29	0.138061929899999	0.085268785690
7	91	32.05	0.128232681177397	0.079198117958
8	89	30.82	0.111158087605427	0.068652634050
9	87	29.58	0.0773963657024999	0.04780096964
10	85	28.35	0.0707023019047474	0.04366663158
11	83.244	27.26	0.417701117958398	0.02620501604
12	81.244	26.72	0.226514334033449	0.014210667634
13	79	26.58	0.267689839866717	0.016793865870
14	77	26.45	0.29668333417279	0.01861280969
15	75	26.33	0.336579226309952	0.02111572999

En ce qui concerne cet anglet, il existe deux listes du graphes des valeurs maximales. La première liste est utilisée pour le choix d'affichage des graphes le long de la distance horizontale "X" et la deuxième concerne la profondeur verticale "Y".

10. Cliquer sur le bouton "Extraire Val. Max." pour extraire les valeurs maximales des graphes des "Histoires Nodales" le long de la distance "X" ou la profondeur "Y".

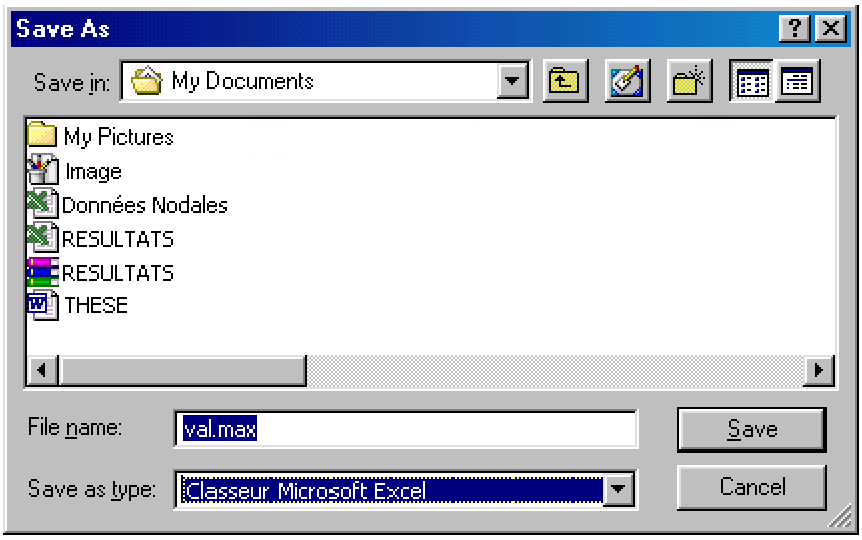
11. Choisir le type de graphe à partir de la 1ère liste, si on veut voir les valeurs maximales des mouvements le long de la distance "X" par exemple : Accélération relative Y. Le graphe sera affiché sur le même panneau;



12. Cocher "Vue Données Maximales". Les résultats seront affichés sur le tableau en dessous.

13. Choisir Copier Graphe ou Copier Données sous format Excel à partir du menu Edition de la fenêtre pour les exporter en d'autres applications. Les deux tableaux des résultats (données nodales et valeurs maximales) sous format Excel sont présentés en fin de ce problème.

- Si vous sélectionnez copier Données le panneau suivant paraît :



14. Donner un nom à votre fichier et sélectionner le type du format d'enregistrement.

I.2.4- L'Etude Paramétrique :

Cette fonction est utilisée pour afficher la variation étudiée des facteurs de sécurité statique ou dynamique en fonction des caractéristiques mécaniques du sol, des paramètres géométriques du problème et des caractéristiques sismiques. En ce qui concerne cet exemple de problème on va étudier la variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion effective "C'_N" dans le cas statique et en fonction de la cohésion totale dans le cas dynamique.

I.2.4.1- L'Etude Paramétrique Statique :

Représente la variation du facteur de sécurité statique en fonction des différents paramètres.

- Pour afficher la variation de "F_o" en fonction de "C'_N" :

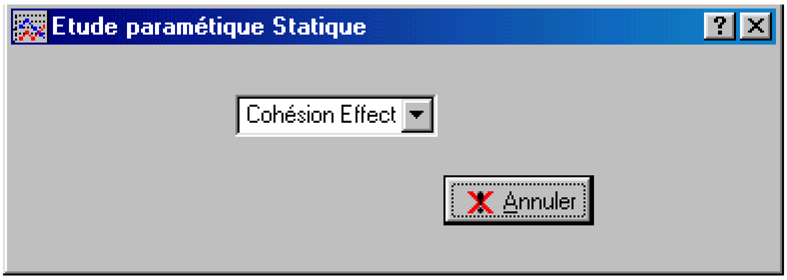
1. Choisir <u>Propriétés du Sol</u> du menu définition. Le panneau intitulé "Propriétés du Sol" apparaît ;
2. Taper 30 dans l'édit box de "C'_N" ;
3. Cliquer Fermer;
4. Sélectionner Analyse à partir de la barre des menus ;
5. Choisir Facteur de Sécurité Statique. Le panneau intitulé "Facteur de Sécurité Statique" apparaît ;

6. Cliquer sur le bouton "Nouvelle Etude" ;

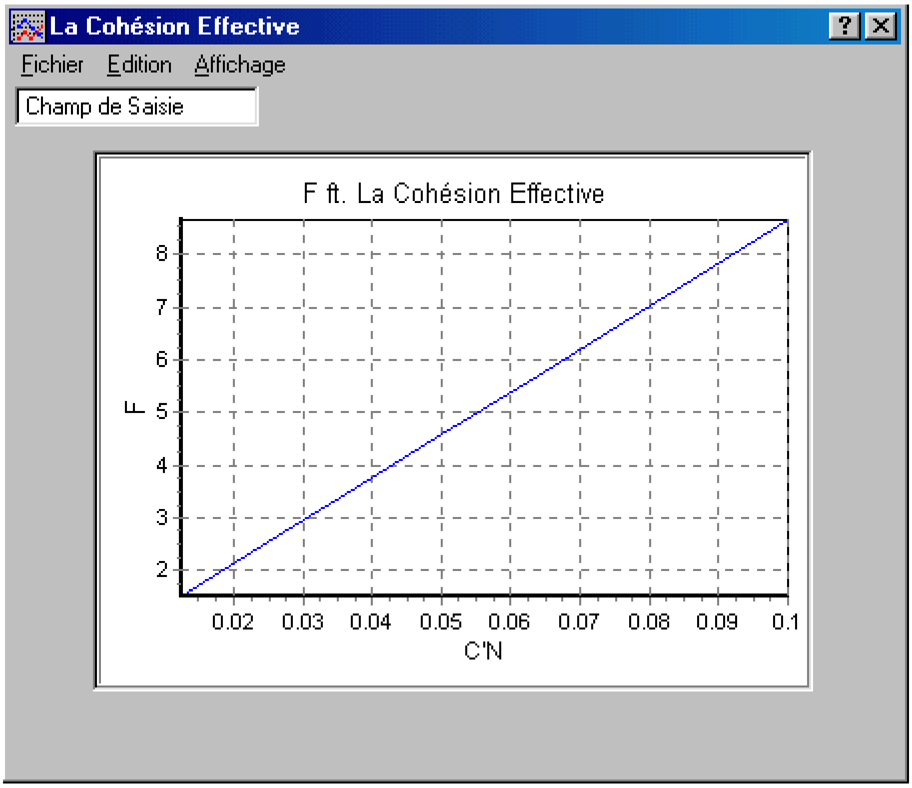
7. Cliquer OK. Vous aurez la première valeur du facteur de sécurité statique qui correspond à la première valeur introduite de "C'_N".

8. Répéter les étapes 1 à 7 (sauf l'étape 6) autant de fois pour obtenir les différents points de la courbe de variation (Facteur de Sécurité Statique en fonction de "C'_N").

9. Choisir Etude Paramétrique Statique à partir du menu Dessin. Le panneau suivant paraît :



10. Sélectionner le type de graphe intitulé "La Cohésion Effective" dans la liste des graphes. La fenêtre du graphique suivante paraît et représente la courbe de variation du facteur de sécurité statique en fonction du paramètre mécanique "C'_N".



11. Répéter les étapes 1 à 8 pour obtenir les différentes courbes de l'étude paramétrique statique.

I.2.4.2- L'Etude Paramétrique Dynamique :

Représente la variation du facteur de sécurité dynamique en fonction des différents paramètres.

- Pour afficher la variation du "F_d" en fonction de "C_N" :

1. Choisir Propriétés du Sol du menu définition. Le panneau intitulé "Propriétés du Sol" apparaît ;

2. Taper 25 dans l'édit box de " C_N" ;

3. Cliquer sur le bouton "Fermer";

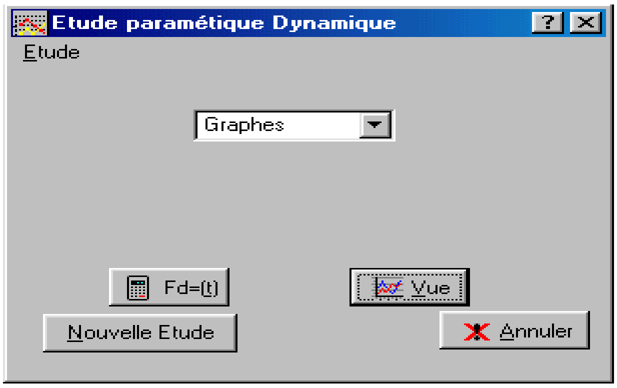
4. Sélectionner Analyse à partir de la barre des menus ;

5. Choisir Facteur de Sécurité Dynamique. Le panneau intitulé "Facteur de Sécurité Dynamique" apparaît ;

6. Cliquer OK. Vous aurez la première valeur du facteur de sécurité dynamique qui correspond à la première valeur introduite de " C_N".

7. Sélectionner Analyse à partir de la barre des menus ;

8.Choisir Etude Paramétrique Dynamique. La boîte du dialogue suivante paraît :



9. Cliquer sur le bouton "Nouvelle Etude" ;

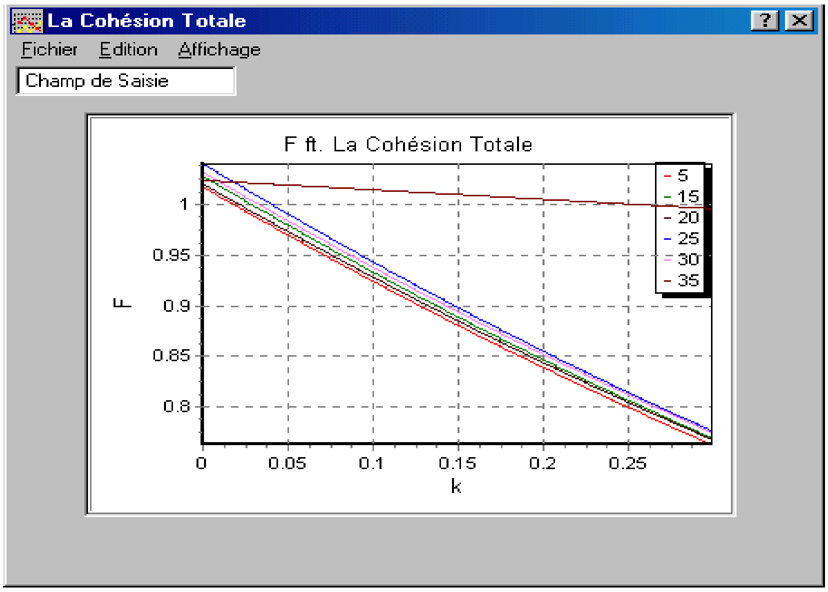
10. Choisir Etude "Cas1" du menu Etude. Cela permet de tracer la première courbe du facteur de sécurité dynamique en fonction du coefficient sismique "k" de la première valeur introduite de "C_N";

11. Cliquer sur le bouton "Annuler";

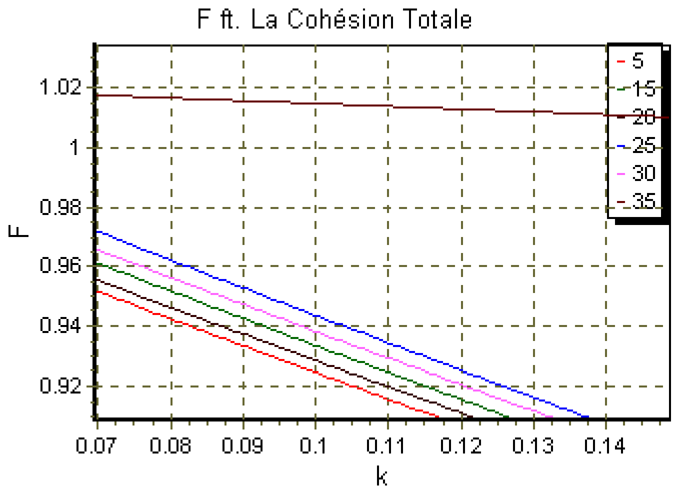
12. Répéter les étapes 1 à 11 (sauf la neuvième étape) six fois pour obtenir les six différentes courbes de variation (Facteur de Sécurité Dynamique en fonction de "C_N").

13. Choisir Etude Paramétrique Dynamique à partir du menu Dessin. La même boite du dialogue précédente apparaît :

14. Sélectionner au niveau du panneau précédent le type de graphe nommé "La Cohésion Totale" dans la liste des graphes. La fenêtre du graphique suivante apparaît. Elle représente les courbes de variation du facteur de sécurité dynamique en fonction du paramètre mécanique "C_N". La légende montre les valeurs introduites de la cohésion.



Glisser avec la souris en appuyant sur le bouton gauche à l'intérieur pour effectuer un zoom sur le graphe :



15. Répéter les étapes 1 à 12 pour obtenir les différentes courbes de l'étude paramétrique dynamique.

Commentaire :

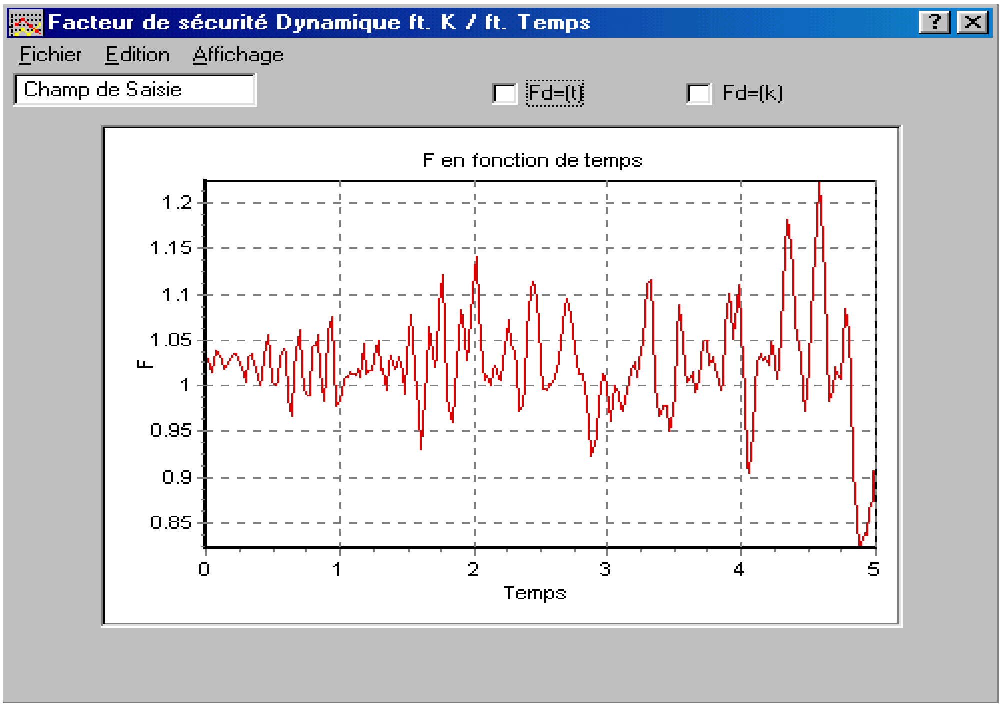
Dans les cas des courbes de variations de la hauteur du barrage, la pente du noyau et la pente de talus, il faut calculer le facteur de sécurité statique avant de passer au calcul dynamique.

On peut visualiser le graphe du facteur de sécurité dynamique en fonction du temps ou du coefficient sismique du fichier des données modifié de l'accélérogramme général introduit au niveau du panneau intitulé Enregistrement-Séisme.

Si on veut visualiser le facteur de sécurité dynamique en fonction des coefficients sismiques ou du temps pendant les cinq premières secondes de l'enregistrement du séisme introduit :

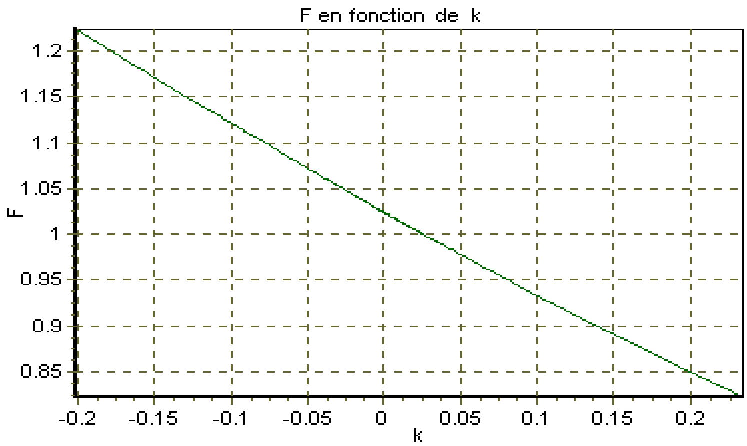
1. Cliquer sur le bouton "F_d=(t)" au niveau de la boite intitulée "Etude Paramétrique Dynamique" pour exécuter les calculs;

2. Cliquer sur le bouton "Vue". Le panneau suivant apparaît :



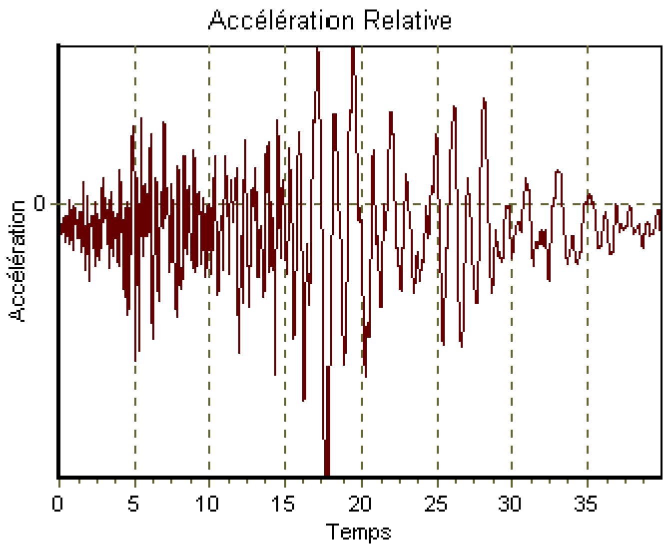
3. Cocher "F_d=(t)" pour avoir le graphe en fonction du temps ;

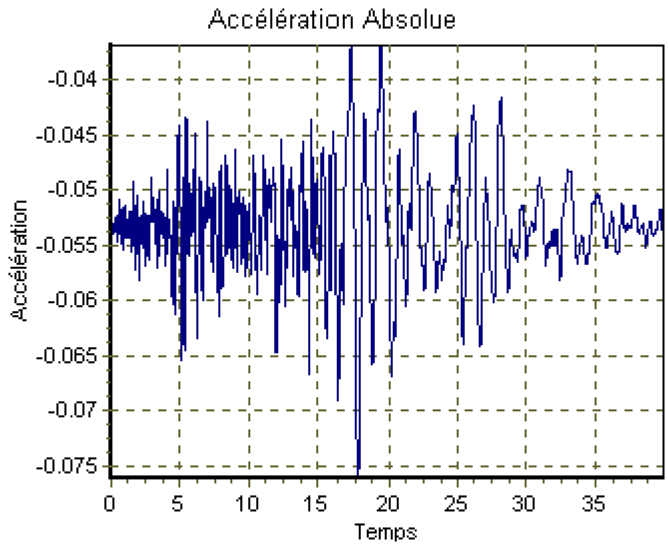
4. Cocher "F_d=(k)" pour avoir le graphe en fonction des coefficients sismiques. Ce graphe sera affiché sur le même panneau :

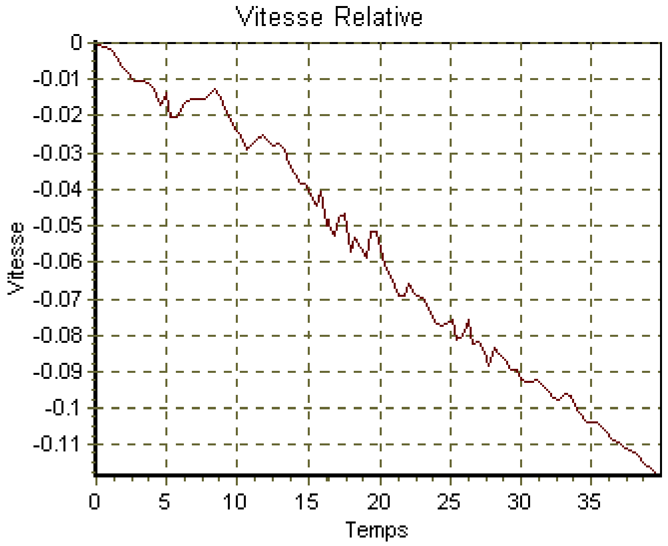


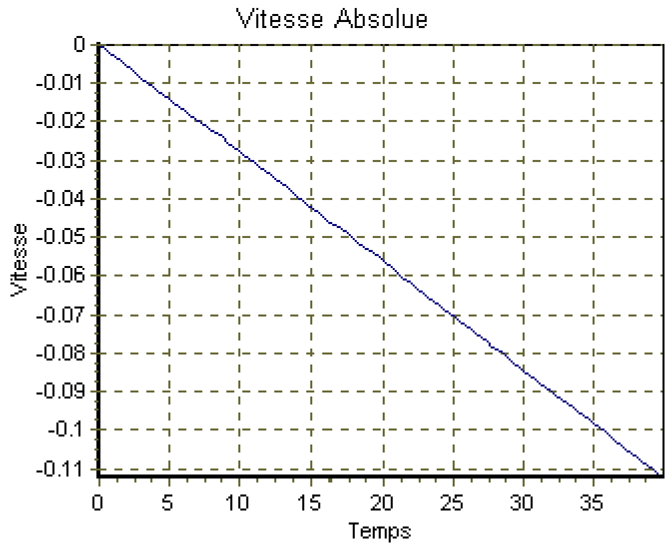
I.3- Les histoires des mouvements aux milieux des blocs :

1) Bloc I :

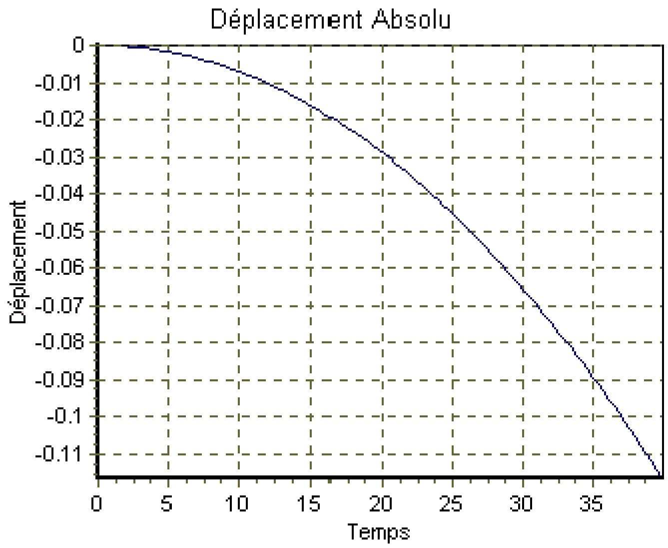




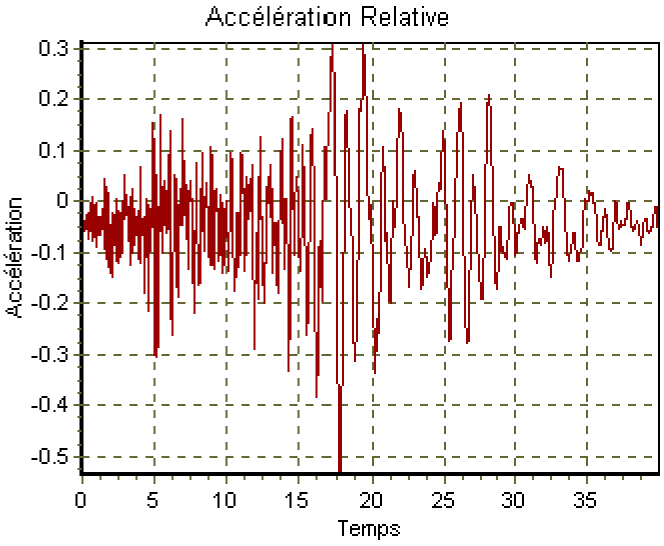


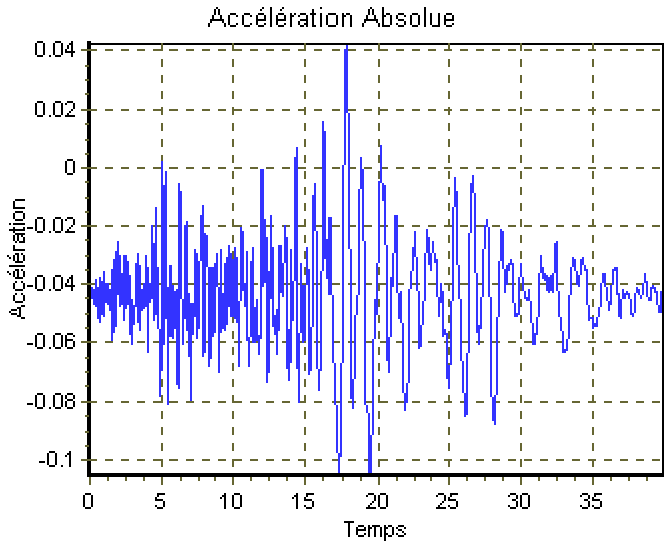

Vitesse Absolue
0
-0.01
-0.02
-0.03
-0.04
-0.05
-0.06
-0.07
-0.08
-0.09
-0.1
-0.11
Vitesse
0
5
10
15
20
25
30
35
Temps

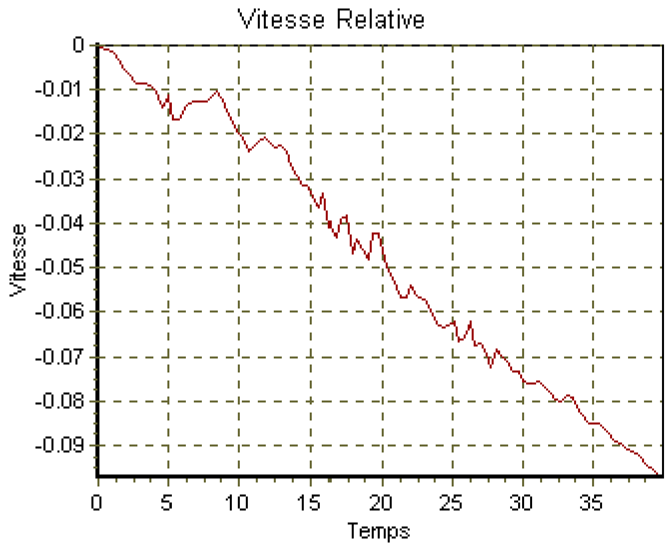

Déplacement Relatif
0
-0.01
-0.02
-0.03
-0.04
-0.05
-0.06
-0.07
-0.08
-0.09
-0.1
-0.11
-0.12
Déplacement
0
5
10
15
20
25
30
35
Temps


Déplacement Absolu
0
-0.01
-0.02
-0.03
-0.04
-0.05
-0.06
-0.07
-0.08
-0.09
-0.1
-0.11
Déplacement
0
5
10
15
20
25
30
35
Temps

2) Bloc II :


Accélération Relative
Accélération
Temps


Accélération Absolue
Accélération
Temps


Vitesse Relative
Vitesse
Temps

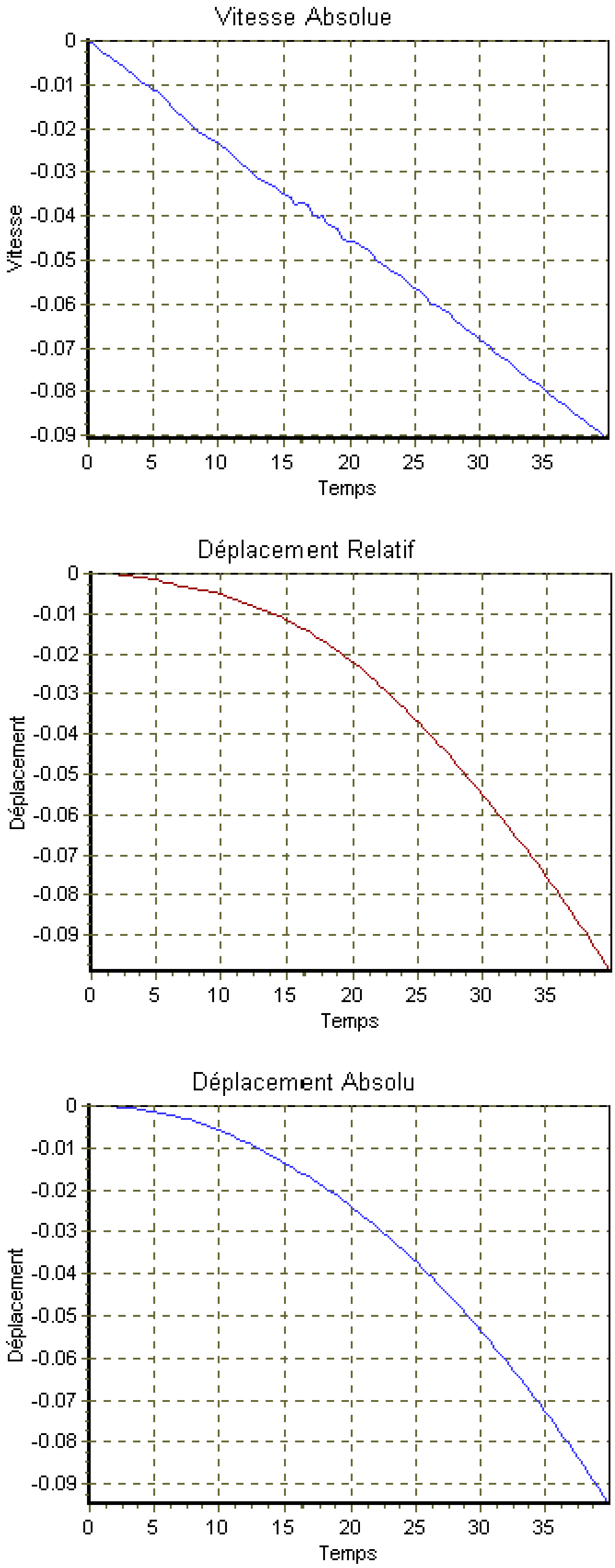
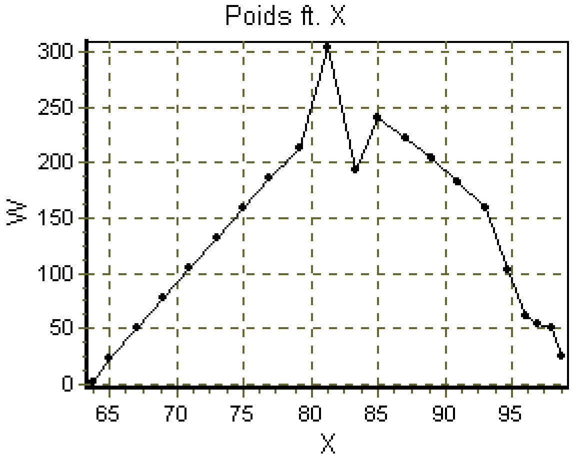
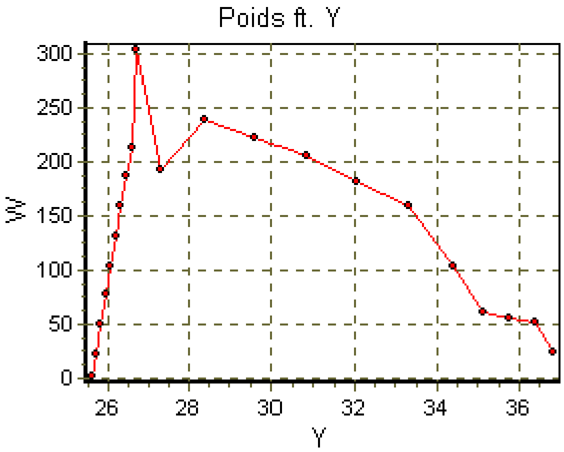


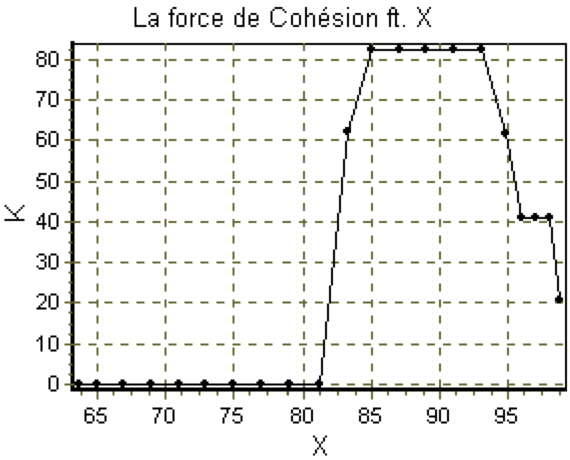
Figure C.3 *: Les histoires des mouvements aux milieux des blocs.*

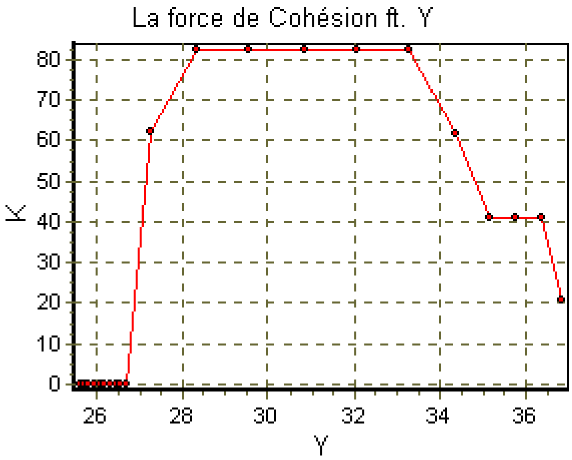
I.4- Les variables calculées le long de la surface critique :

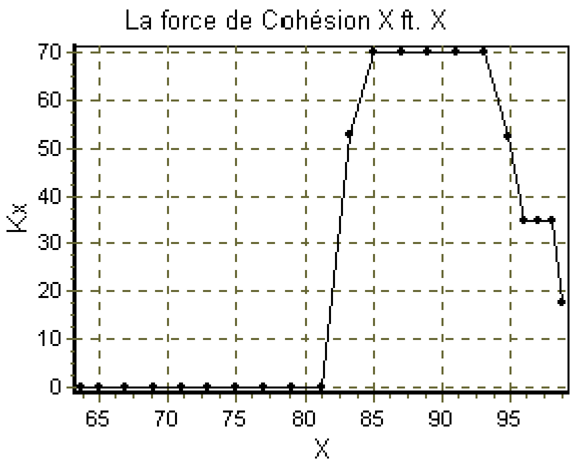
I.4.1- Affichage graphique des variables :

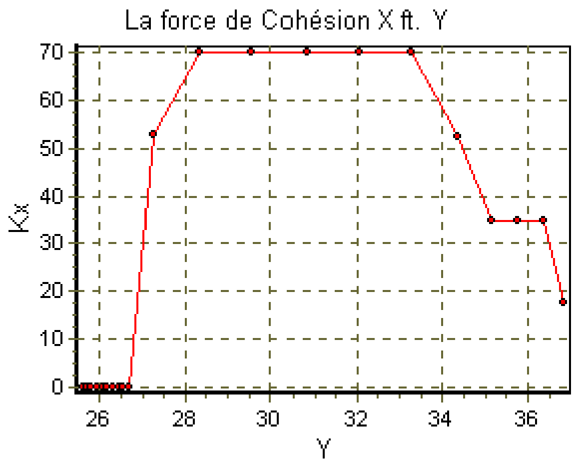


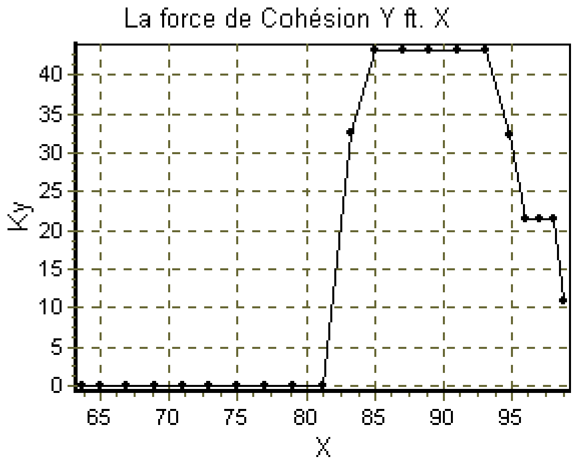


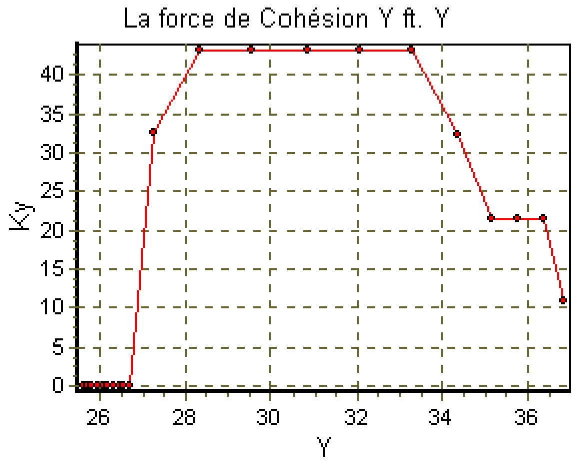


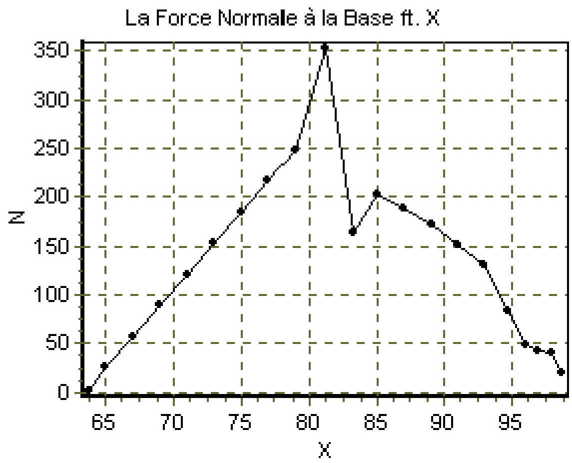


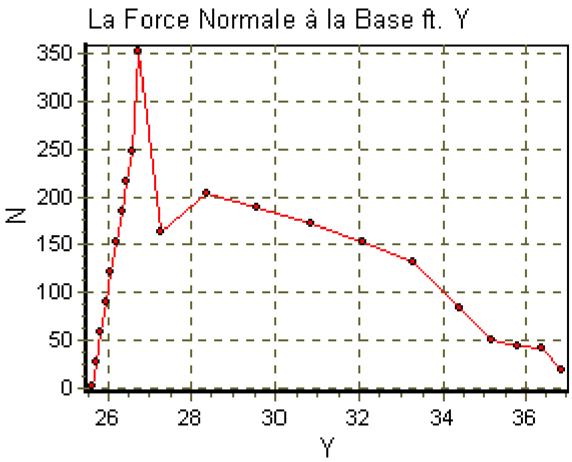


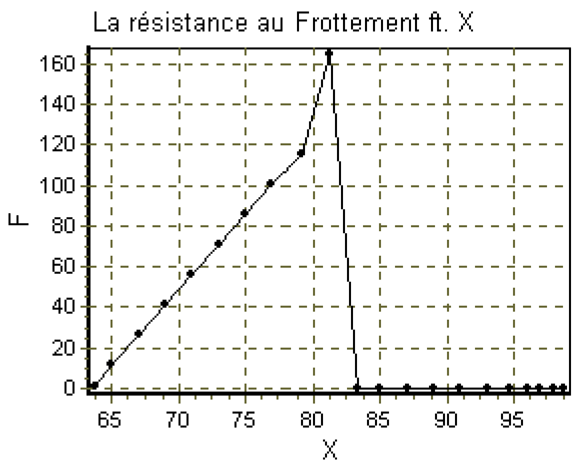


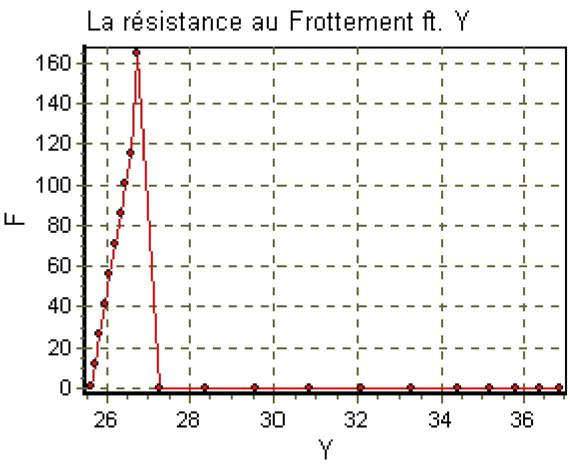

La force de Cohésion Y ft. X
Ky
X

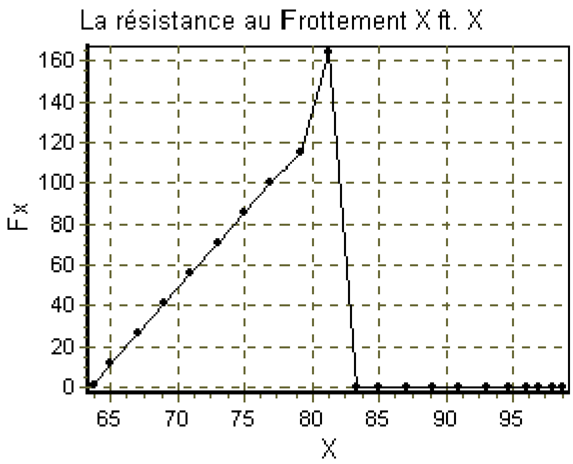

La force de Cohésion Y ft. Y
Ky
Y

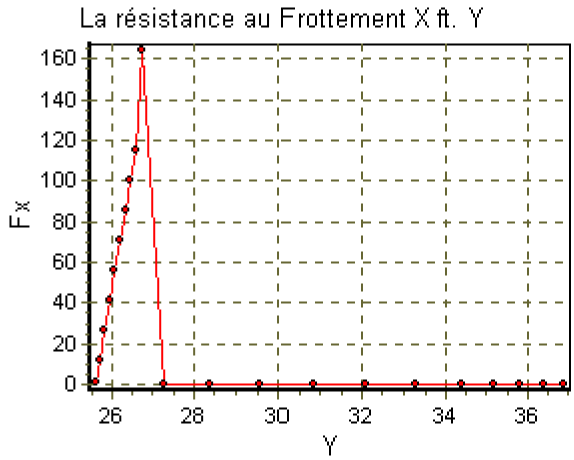

La Force Normale à la Base ft. X
N
X

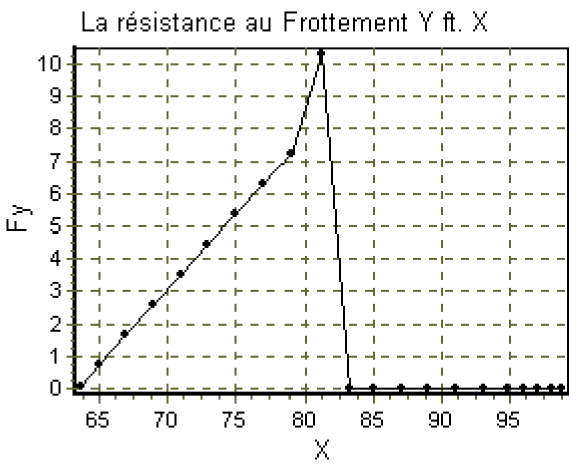

La Force Normale à la Base ft. Y
N
Y

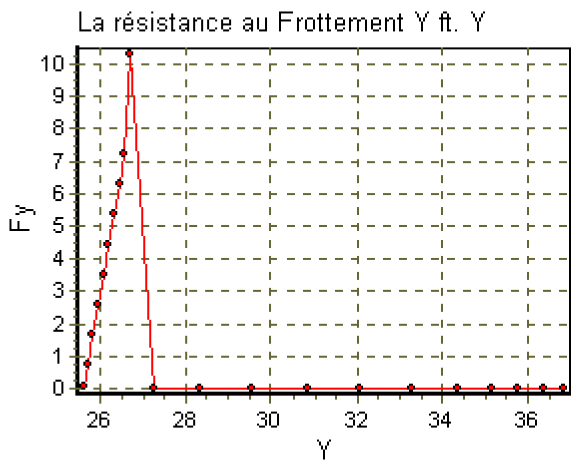

La résistance au Frottement ft. X
F
X

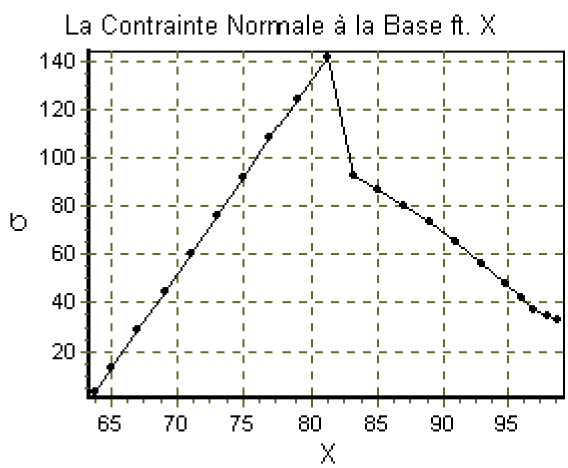

La résistance au Frottement ft. Y
F
Y

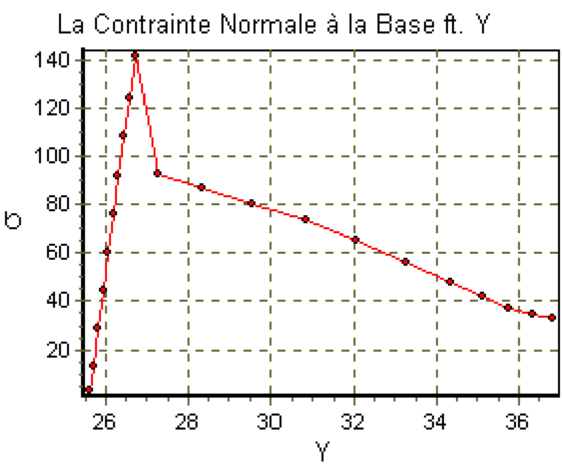

La résistance au Frottement X ft. X
Fx
0
20
40
60
80
100
120
140
160
65
70
75
80
85
90
95
X

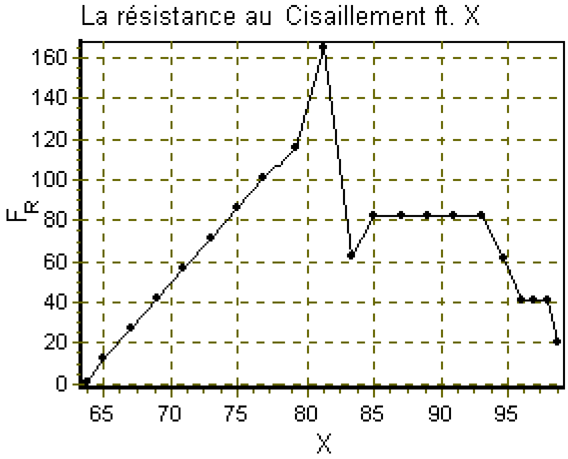

La résistance au Frottement X ft. Y
Fx
0
20
40
60
80
100
120
140
160
26
28
30
32
34
36
Y

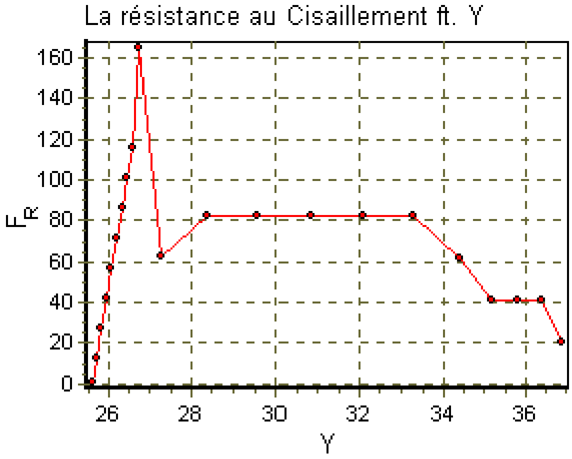

La résistance au Frottement Y ft. X
Fy
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
65
70
75
80
85
90
95
X

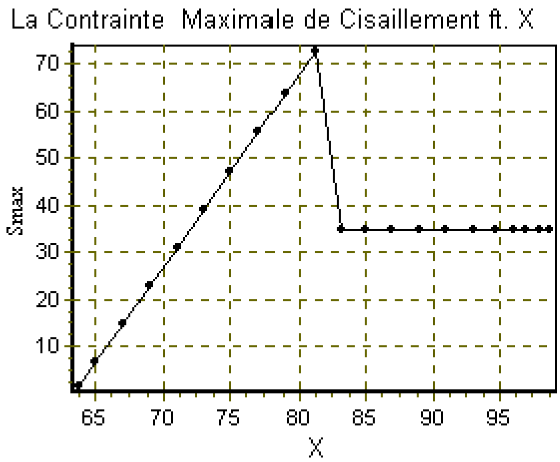

La résistance au Frottement Y ft. Y
Fy
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
26
28
30
32
34
36
Y

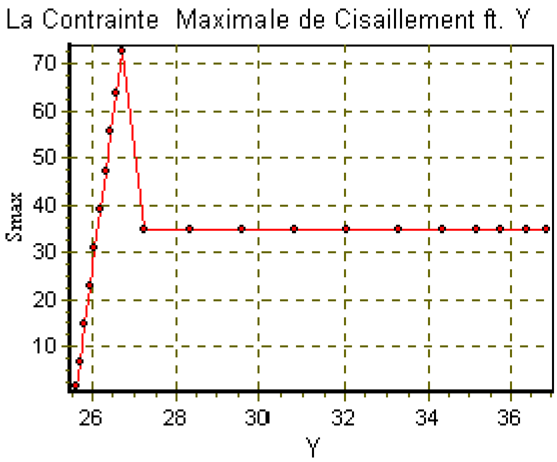

La Contrainte Normale à la Base ft. X
σ
20
40
60
80
100
120
140
65
70
75
80
85
90
95
X

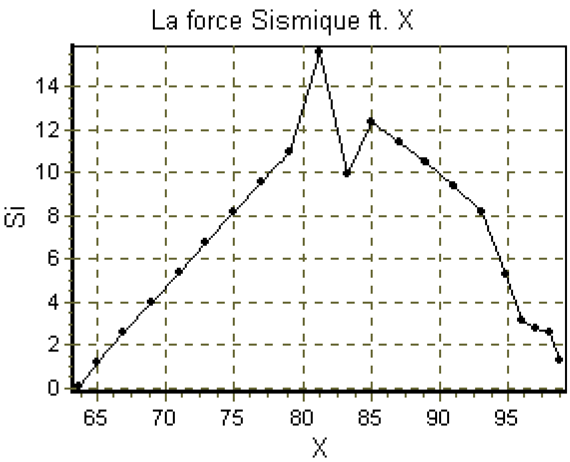

La Contrainte Normale à la Base ft. Y
σ
20
40
60
80
100
120
140
26
28
30
32
34
36
Y

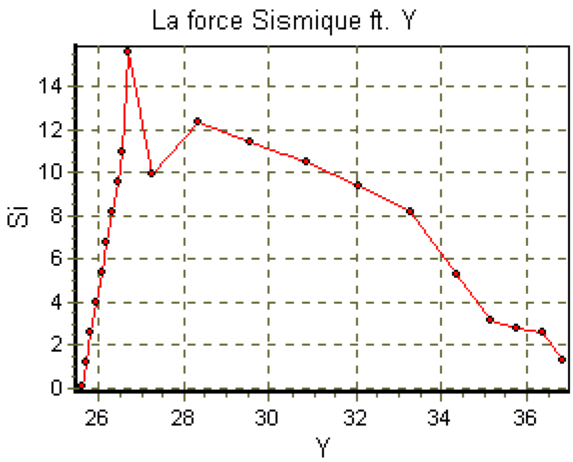

La résistance au Cisaillement ft. X
F_R
X

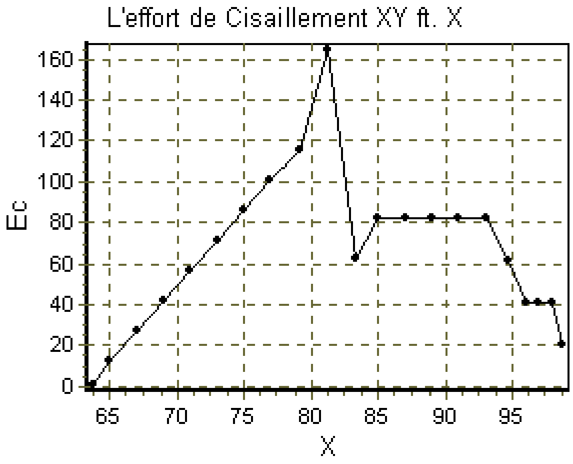

La résistance au Cisaillement ft. Y
F_R
Y

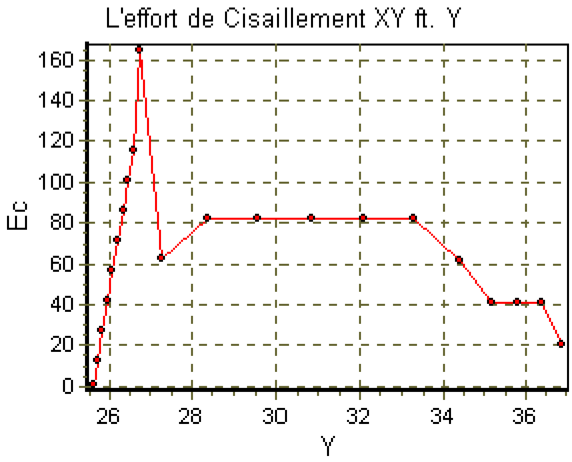

La Contrainte Maximale de Cisaillement ft. X
Smax
X

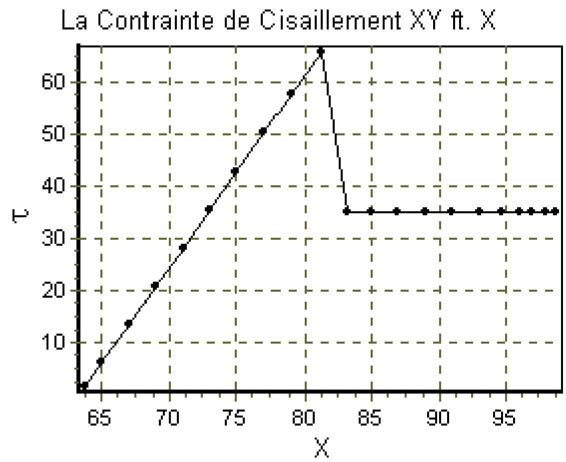

La Contrainte Maximale de Cisaillement ft. Y
Smax
Y

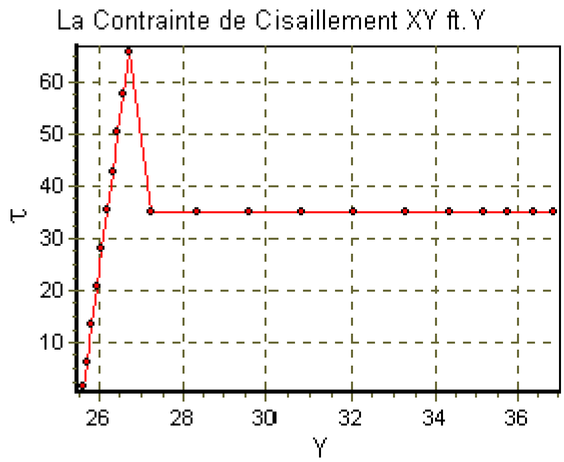

La force Sismique ft. X
Si
X

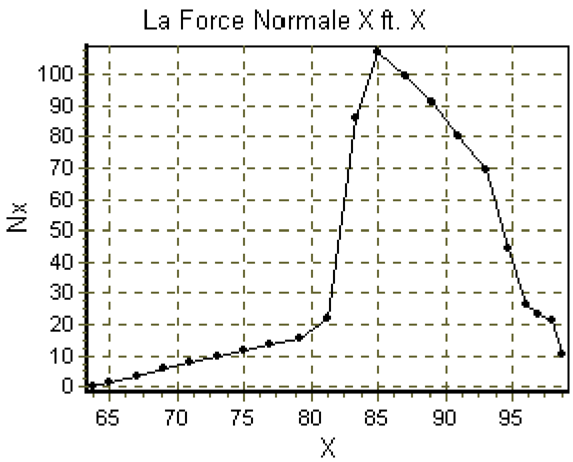

La force Sismique ft. Y
Si
Y

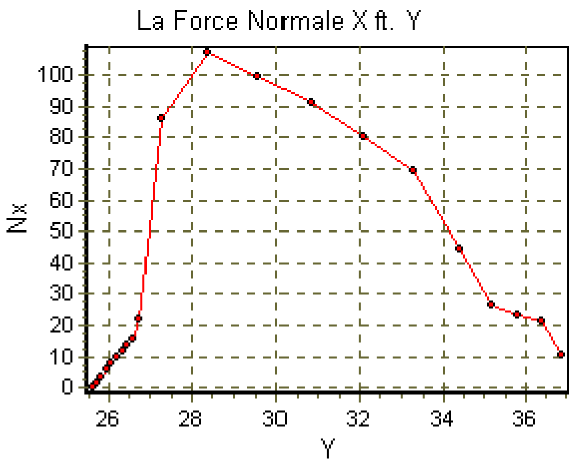

L'effort de Cisaillement XY ft. X
Ec
X

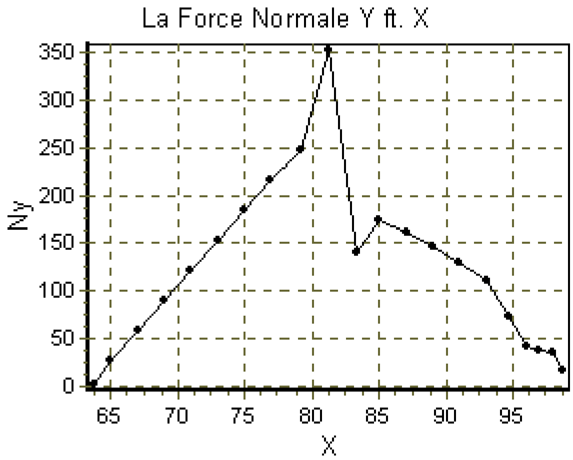

L'effort de Cisaillement XY ft. Y
Ec
Y

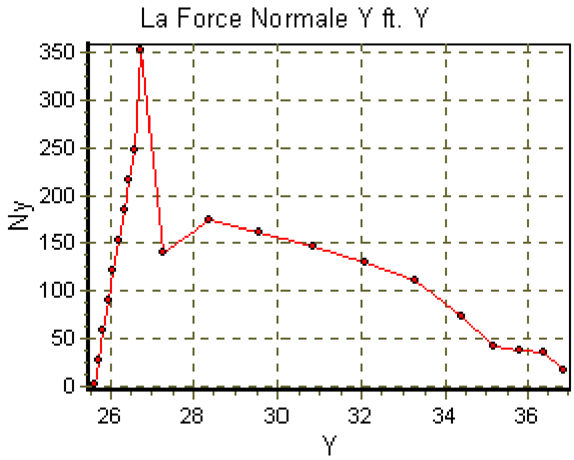

La Contrainte de Cisaillement XY ft. X
τ
X

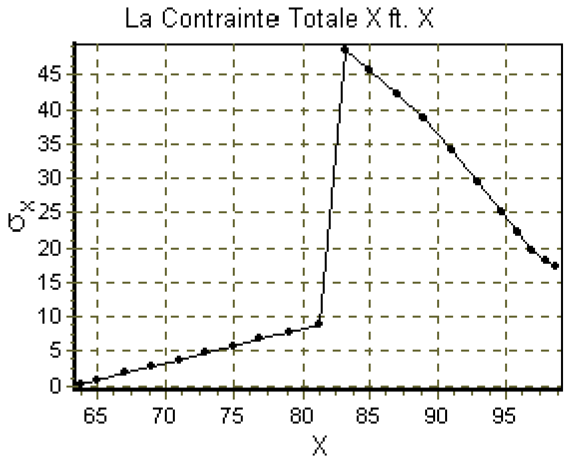

La Contrainte de Cisaillement XY ft.Y
τ
Y

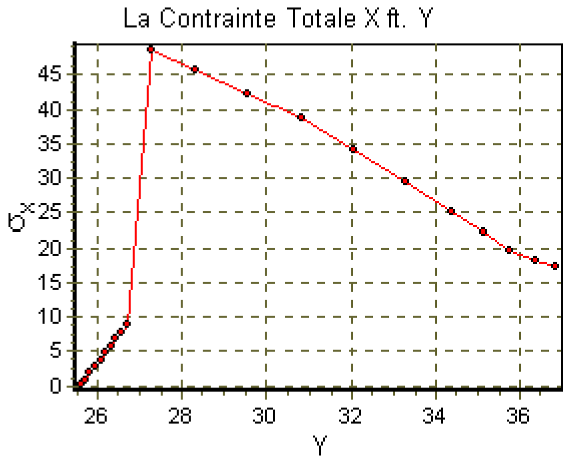

La Force Normale X ft. X
Nx
X

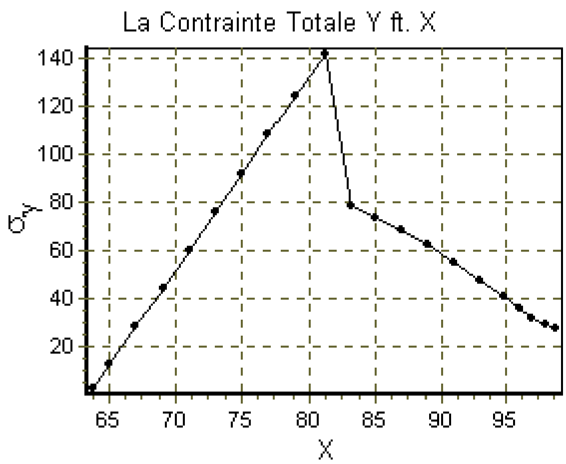

La Force Normale X ft. Y
Nx
Y

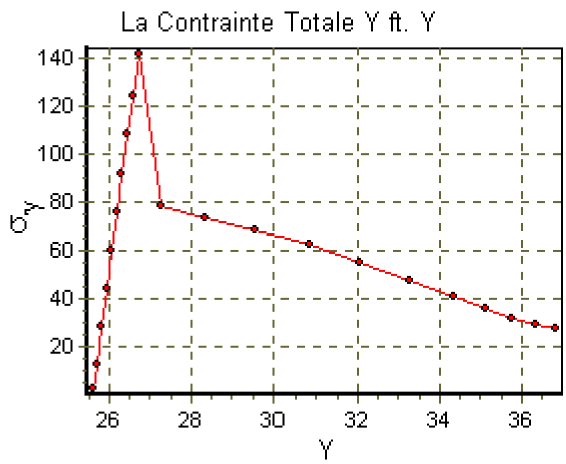

La Force Normale Y ft. X
Ny
0 50 100 150 200 250 300 350
65 70 75 80 85 90 95
X

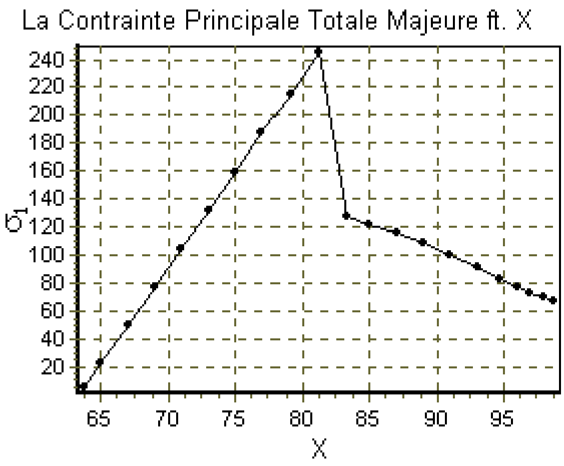

La Force Normale Y ft. Y
Ny
0 50 100 150 200 250 300 350
26 28 30 32 34 36
Y

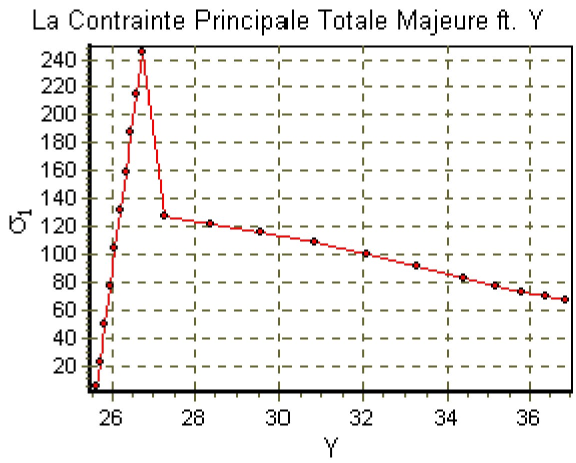

La Contrainte Totale X ft. X
σ_x
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45
65 70 75 80 85 90 95
X

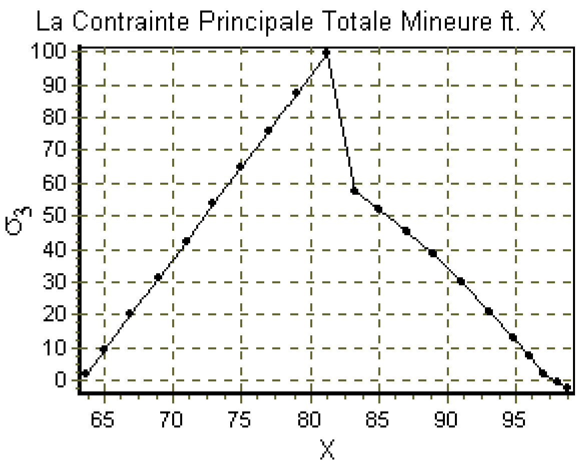

La Contrainte Totale X ft. Y
σ_x
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45
26 28 30 32 34 36
Y

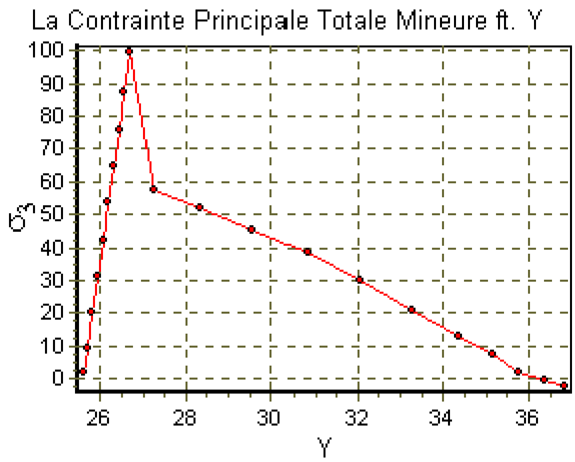

La Contrainte Totale Y ft. X
σ_y
20 40 60 80 100 120 140
65 70 75 80 85 90 95
X

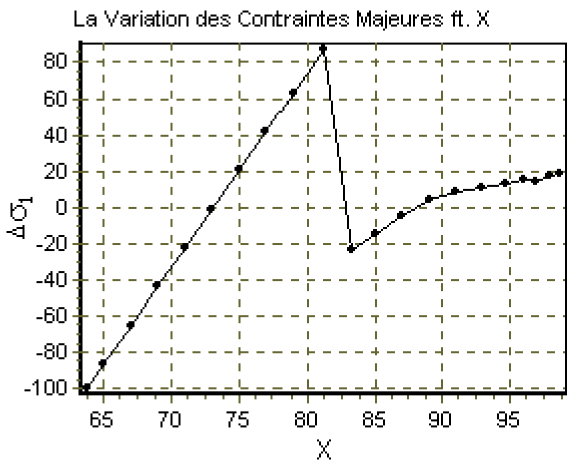

La Contrainte Totale Y ft. Y
σ_y
20 40 60 80 100 120 140
26 28 30 32 34 36
Y

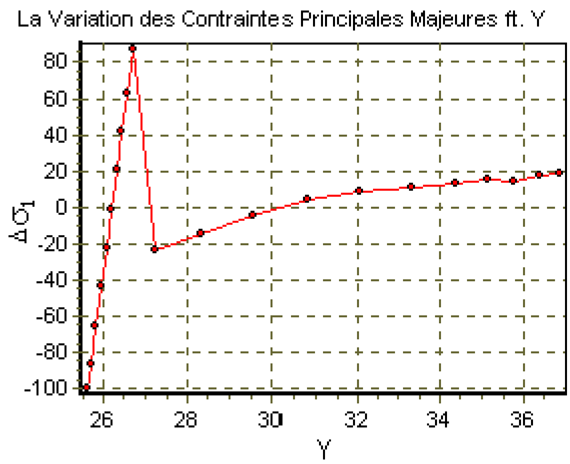

La Contrainte Principale Totale Majeure ft. X
240
220
200
180
160
140
120
100
80
60
40
20
σ_1
65
70
75
80
85
90
95
X

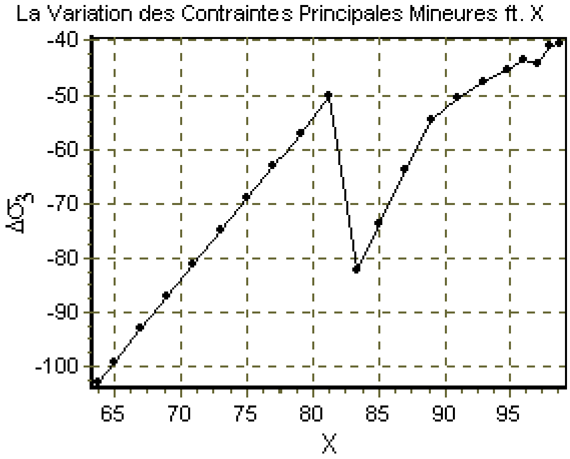

La Contrainte Principale Totale Majeure ft. Y
240
220
200
180
160
140
120
100
80
60
40
20
σ_1
26
28
30
32
34
36
Y

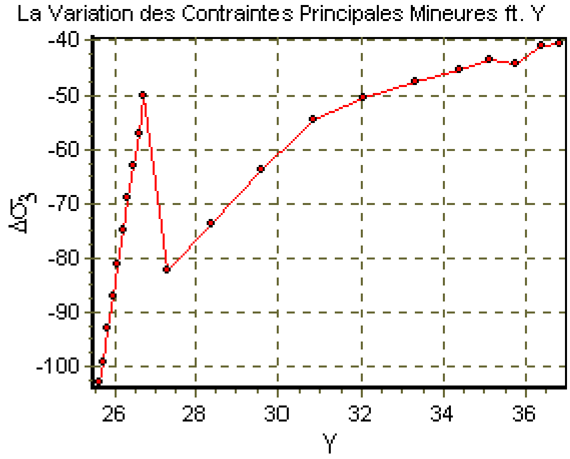

La Contrainte Principale Totale Mineure ft. X
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
σ_3
65
70
75
80
85
90
95
X

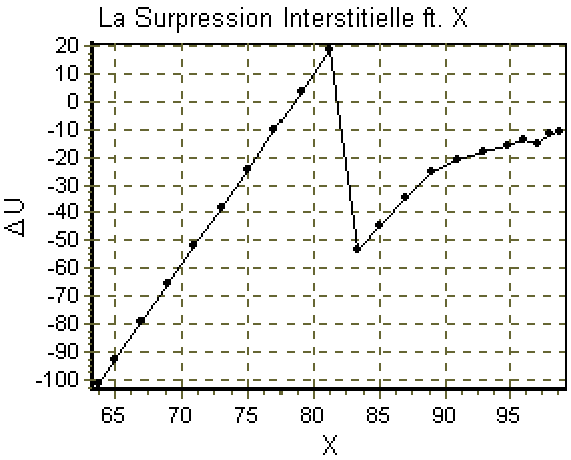

La Contrainte Principale Totale Mineure ft. Y
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
σ_3
26
28
30
32
34
36
Y

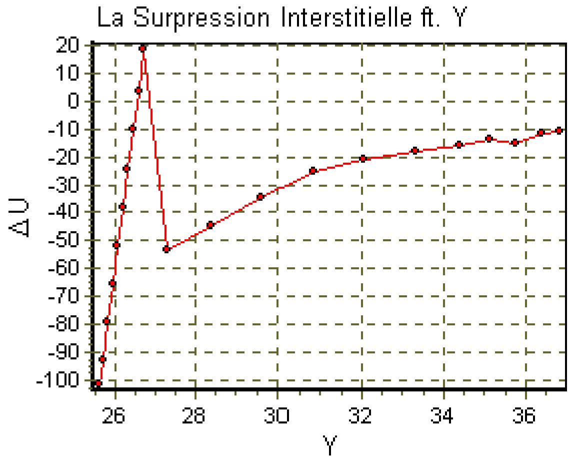

La Variation des Contraintes Majeures ft. X
80
60
40
20
0
-20
-40
-60
-80
-100
$\Delta\sigma_1$
65
70
75
80
85
90
95
X

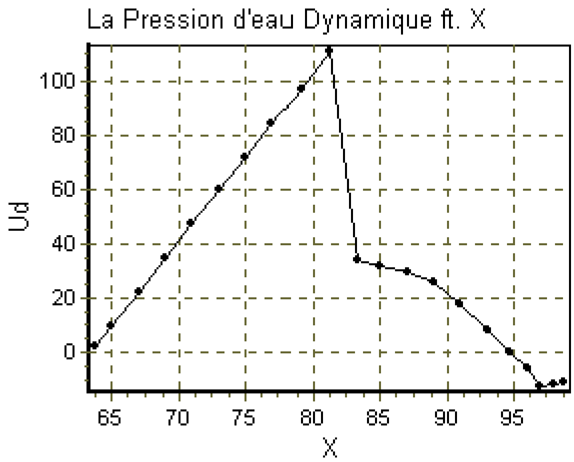

La Variation des Contraintes Principales Majeures ft. Y
80
60
40
20
0
-20
-40
-60
-80
-100
$\Delta\sigma_1$
26
28
30
32
34
36
Y

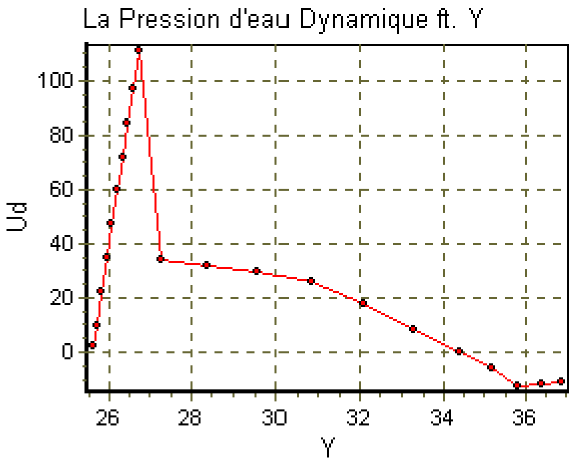

La Variation des Contraintes Principales Mineures ft. X
$\Delta\sigma_3$
X


La Variation des Contraintes Principales Mineures ft. Y
$\Delta\sigma_3$
Y

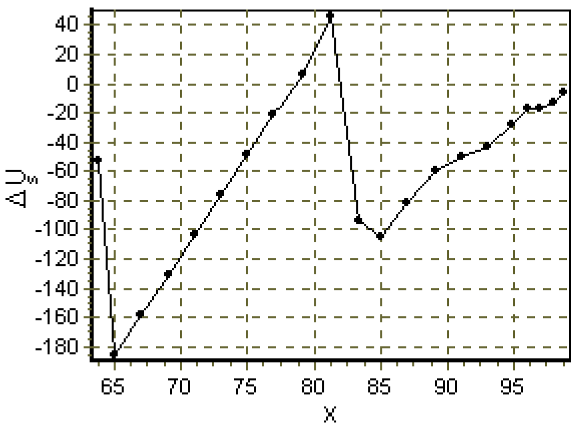

La Surpression Interstitielle ft. X
ΔU
X


La Surpression Interstitielle ft. Y
ΔU
Y

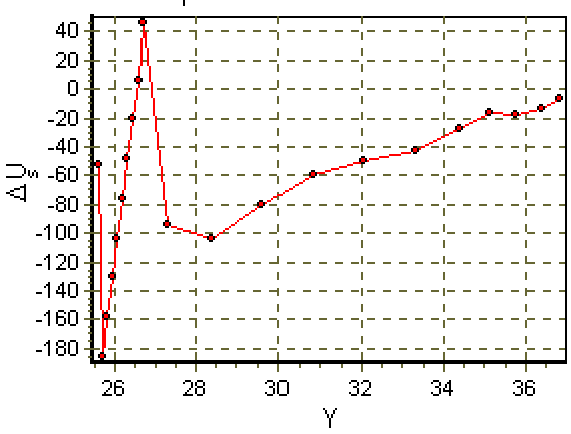

La Pression d'eau Dynamique ft. X
Ud
X


La Pression d'eau Dynamique ft. Y
Ud
Y

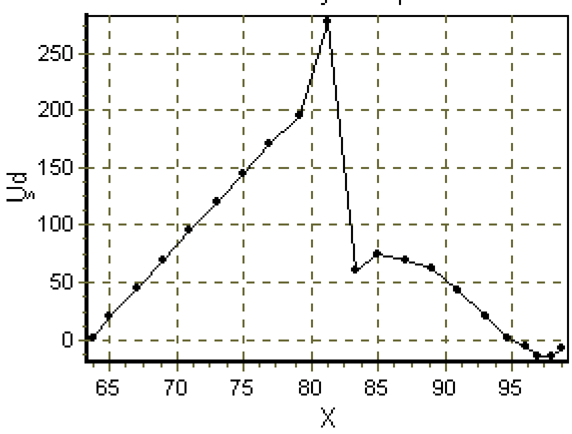
Le Surplus des Poussées ft. X



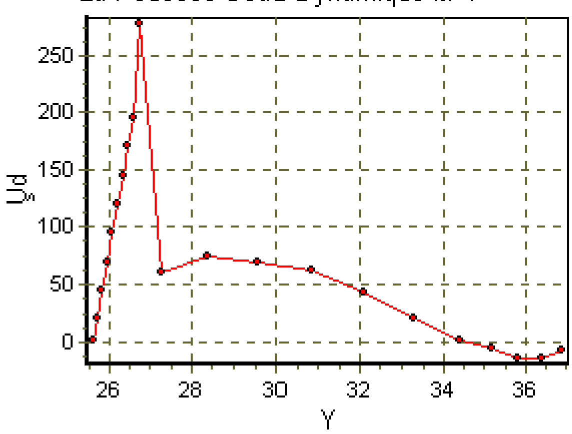
Le Surplus des Poussées ft. Y



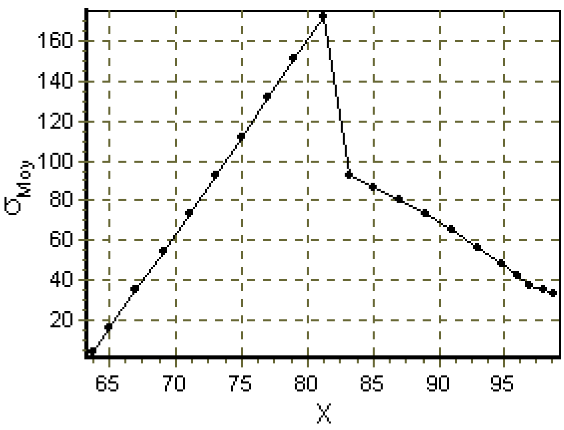
La Poussée d'eau Dynamique ft. X



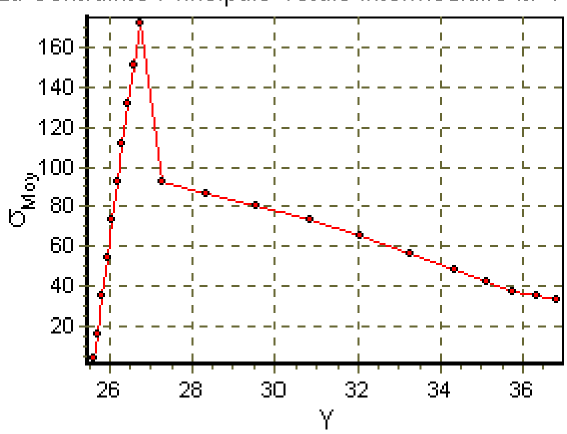
La Poussée d'eau Dynamique ft. Y

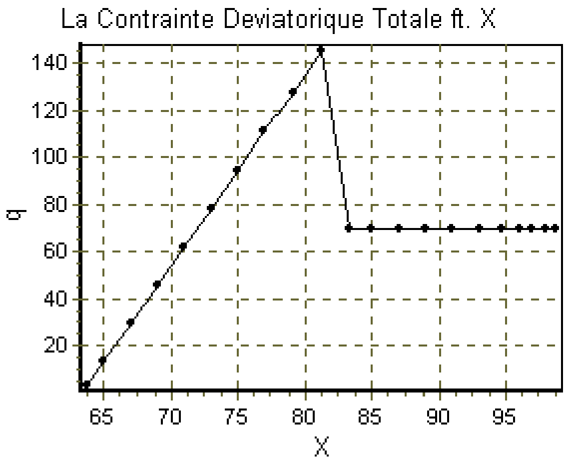


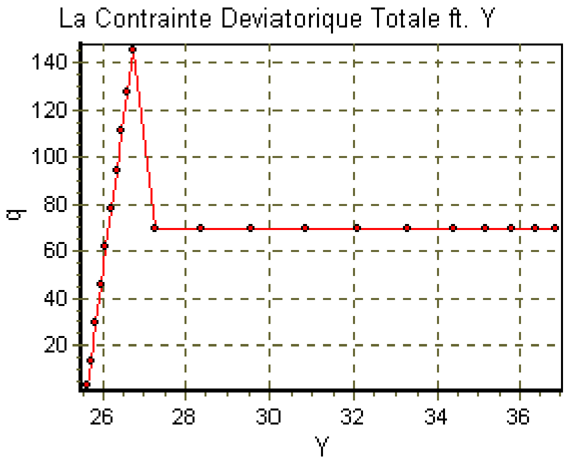
La Contrainte Principale Totale Intermédiaire ft. X

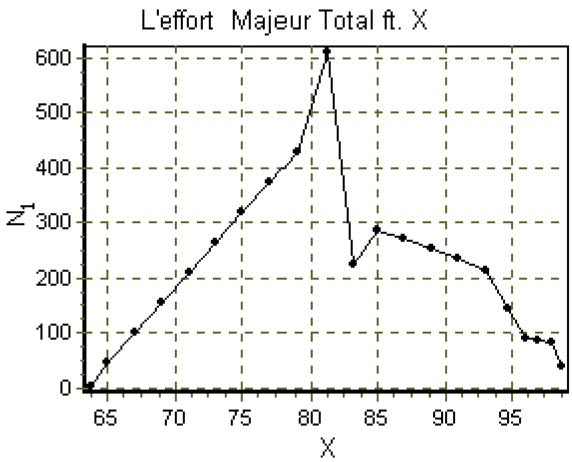


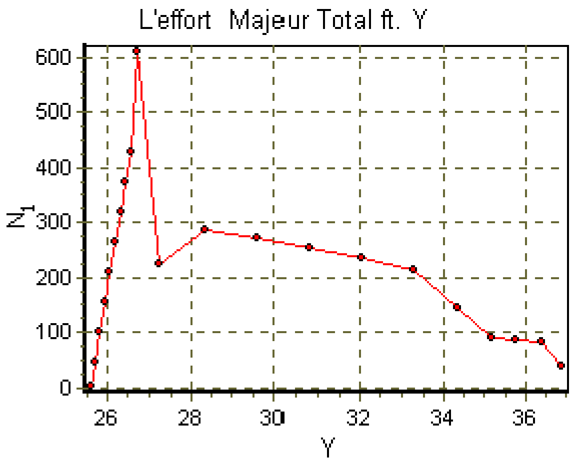
La Contrainte Principale Totale Intermédiaire ft. Y

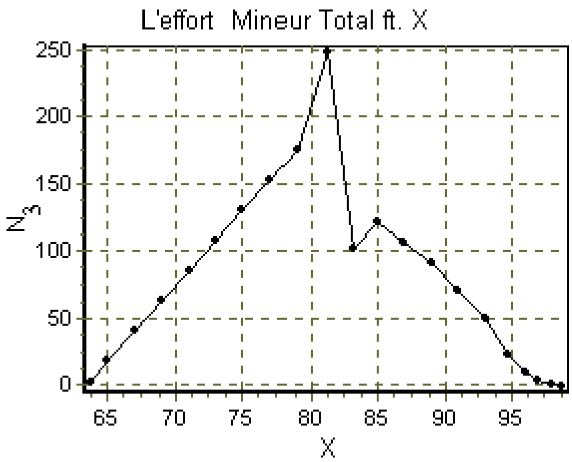


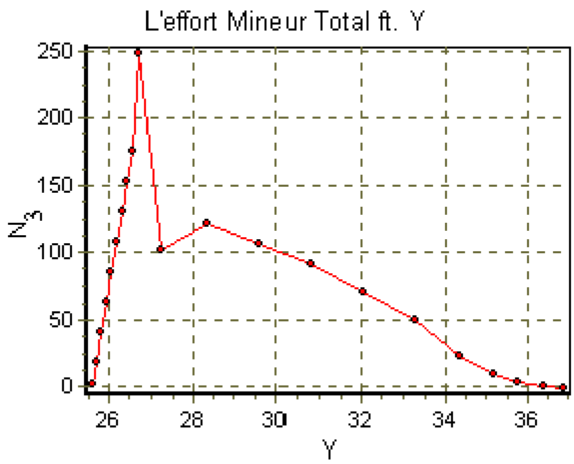

La Contrainte Deviatorique Totale ft. X
q
X

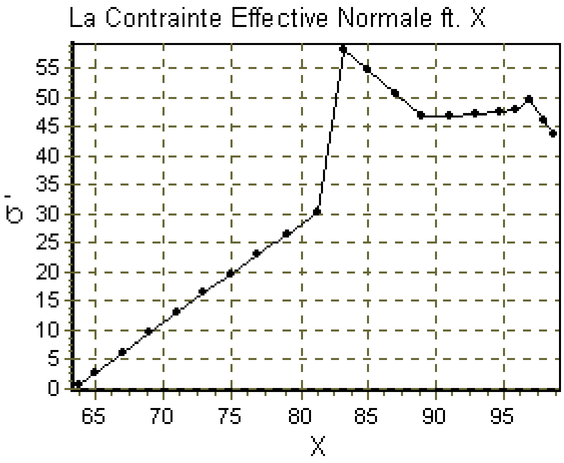

La Contrainte Deviatorique Totale ft. Y
q
Y

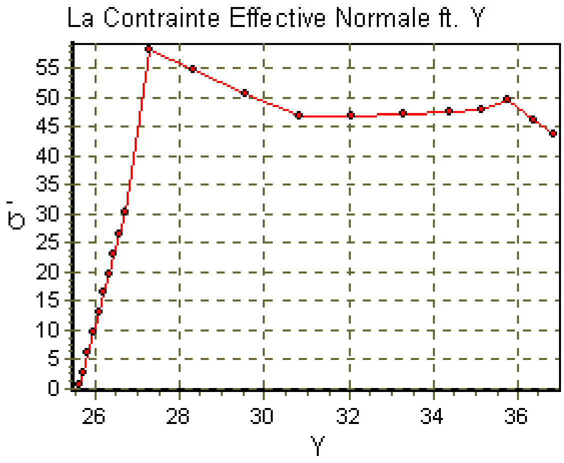

L'effort Majeur Total ft. X
N_1
X

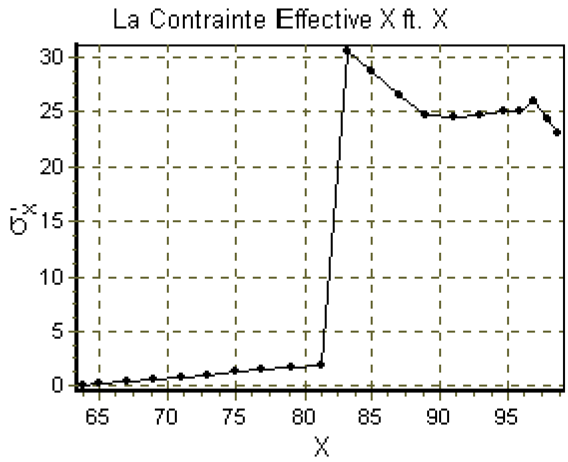

L'effort Majeur Total ft. Y
N_1
Y

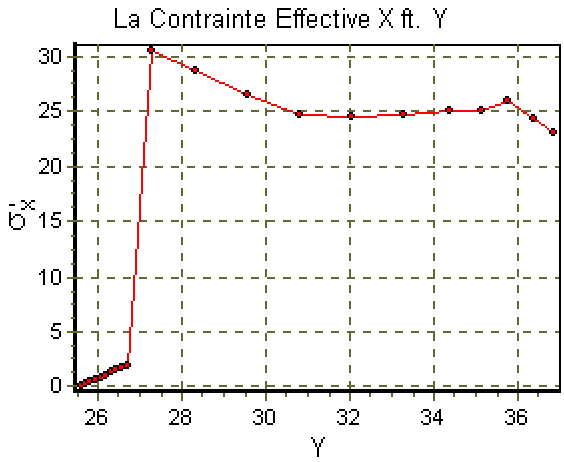

L'effort Mineur Total ft. X
N_3
X

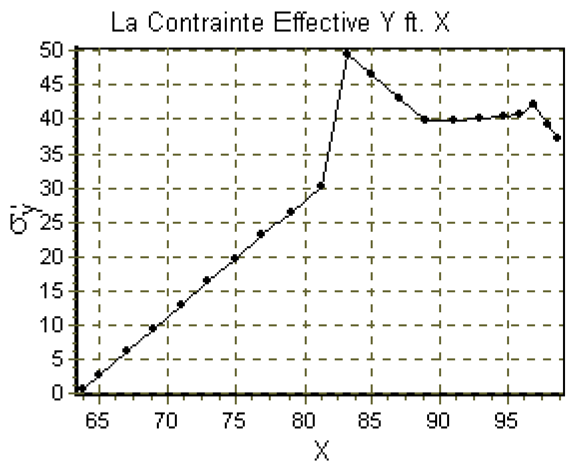

L'effort Mineur Total ft. Y
N_3
Y

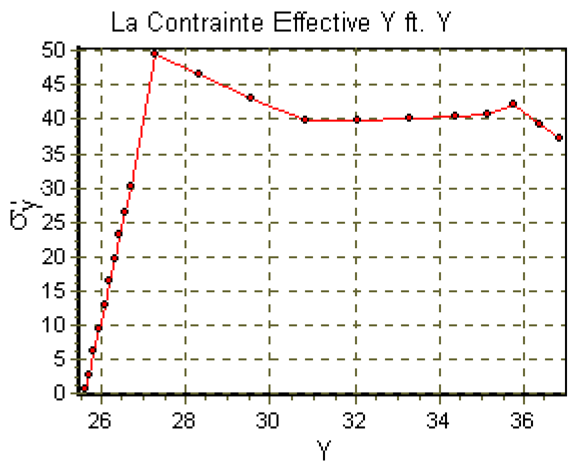

La Contrainte Effective Normale ft. X
σ'
X

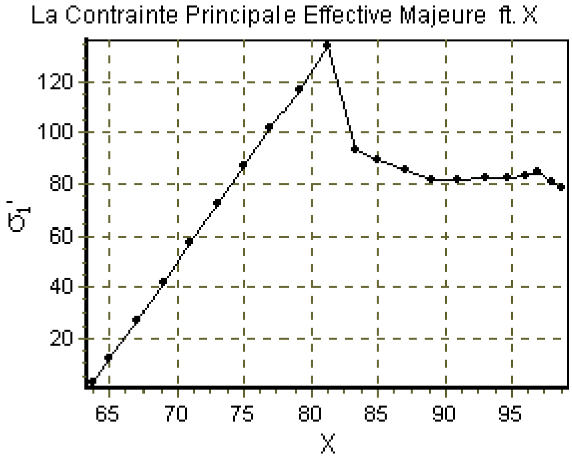

La Contrainte Effective Normale ft. Y
σ'
Y

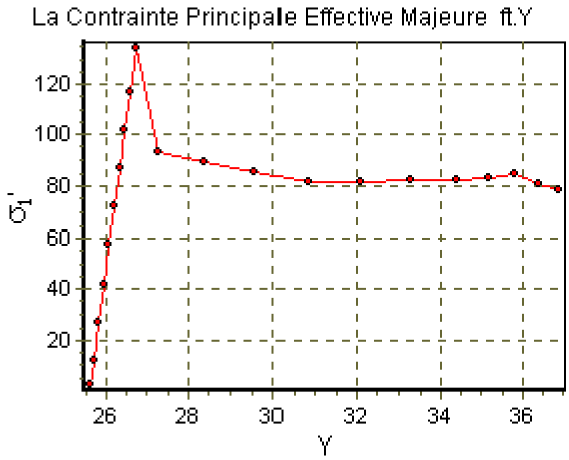

La Contrainte Effective X ft. X
σ'x
X

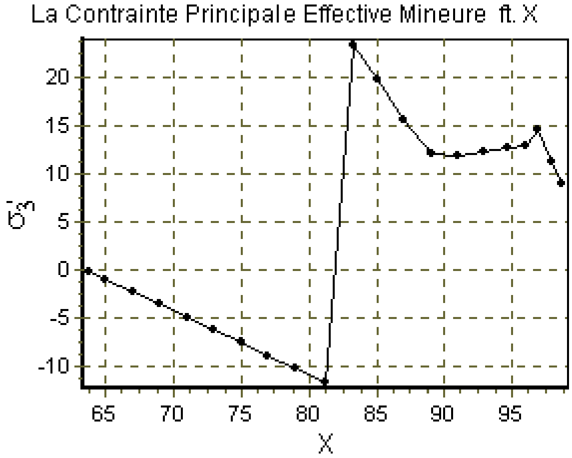

La Contrainte Effective X ft. Y
σ'x
Y

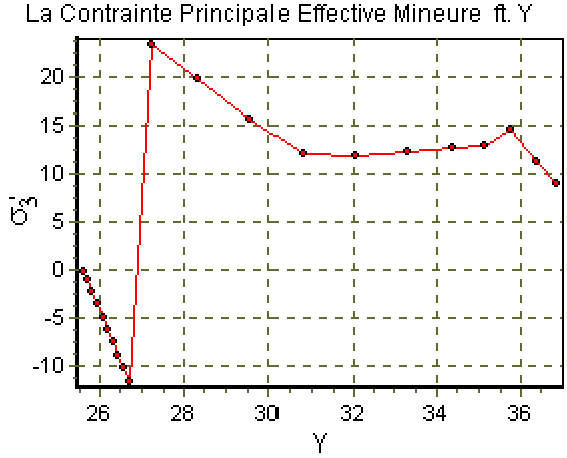

La Contrainte Effective Y ft. X
σ'y
X

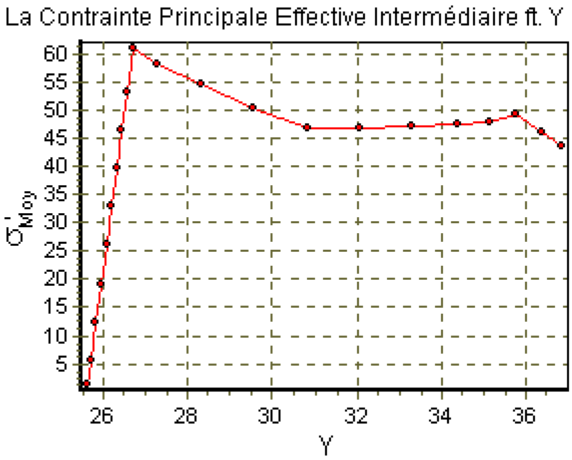

La Contrainte Effective Y ft. Y
σ'y
Y

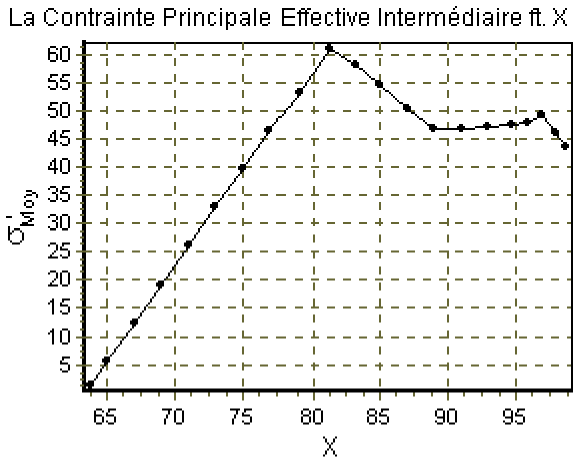

La Contrainte Principale Effective Majeure ft. X
σ'1
X

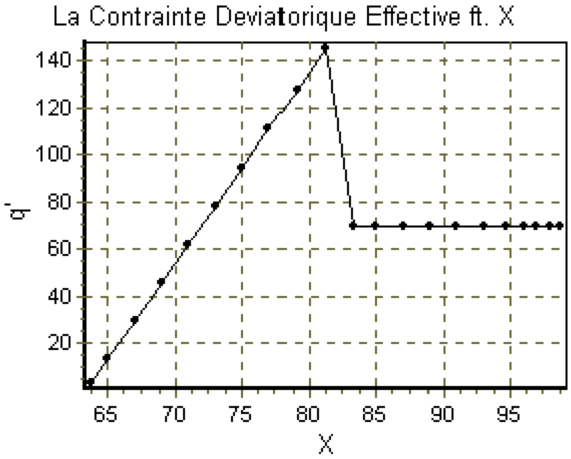

La Contrainte Principale Effective Majeure ft.Y
σ'1
Y

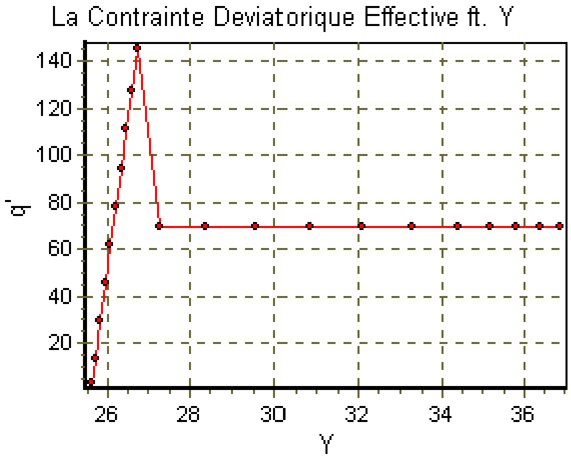

La Contrainte Principale Effective Mineure ft. X
σ'3
X

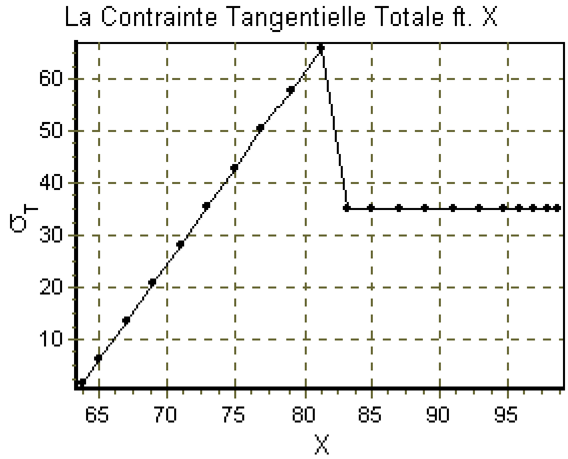

La Contrainte Principale Effective Mineure ft. Y
σ'3
Y

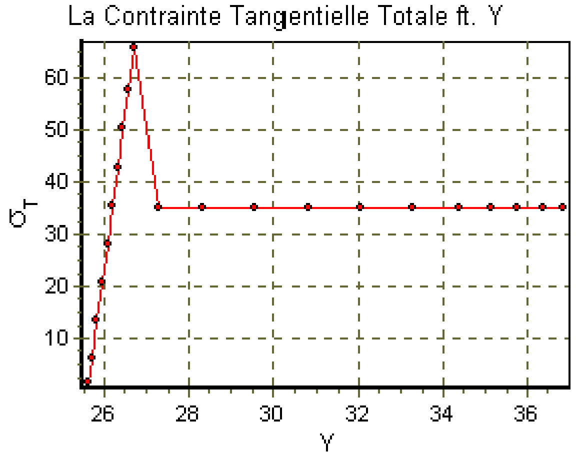

La Contrainte Principale Effective Intermédiaire ft. Y
σ'Moy
Y

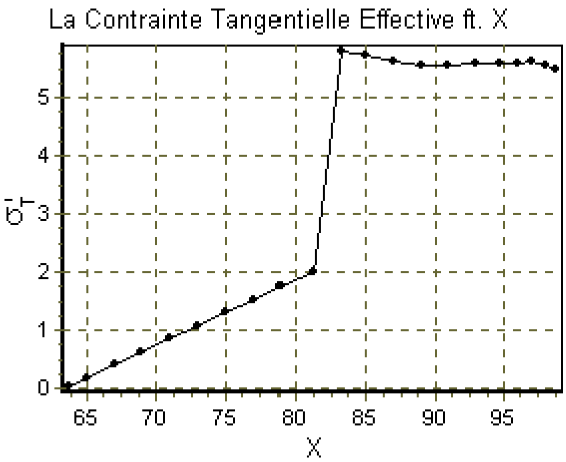

La Contrainte Principale Effective Intermédiaire ft. X
σ'Moy
X

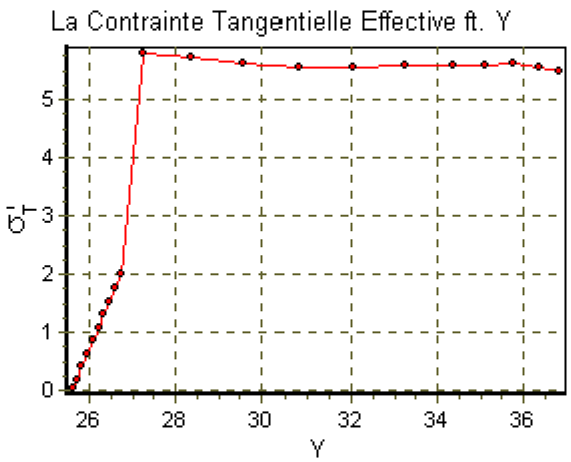

La Contrainte Deviatorique Effective ft. X
q'
X

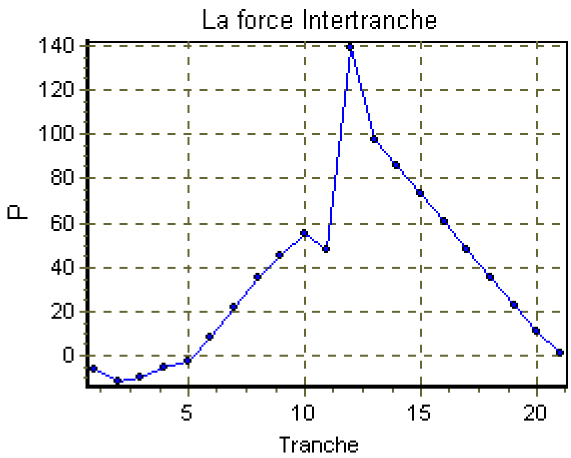

La Contrainte Deviatorique Effective ft. Y
q'
Y

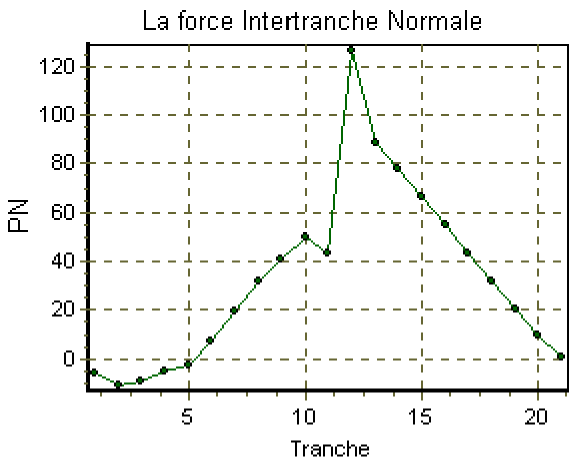

La Contrainte Tangentielle Totale ft. X
σ_T
X


La Contrainte Tangentielle Totale ft. Y
σ_T
Y


La Contrainte Tangentielle Effective ft. X
σ'_T
X


La Contrainte Tangentielle Effective ft. Y
σ'_T
Y





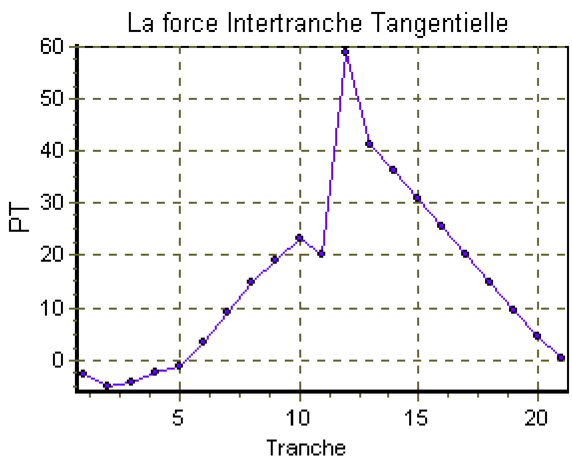
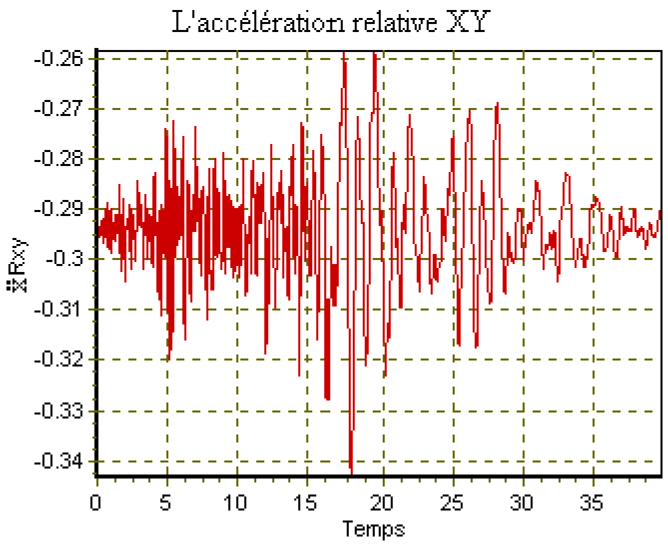
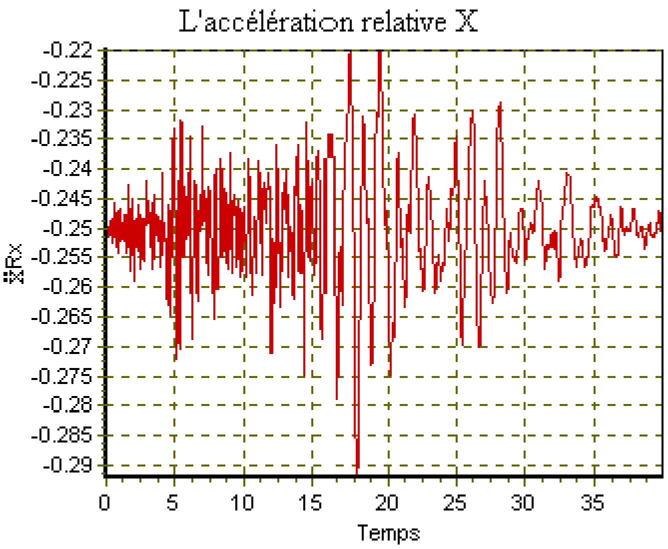


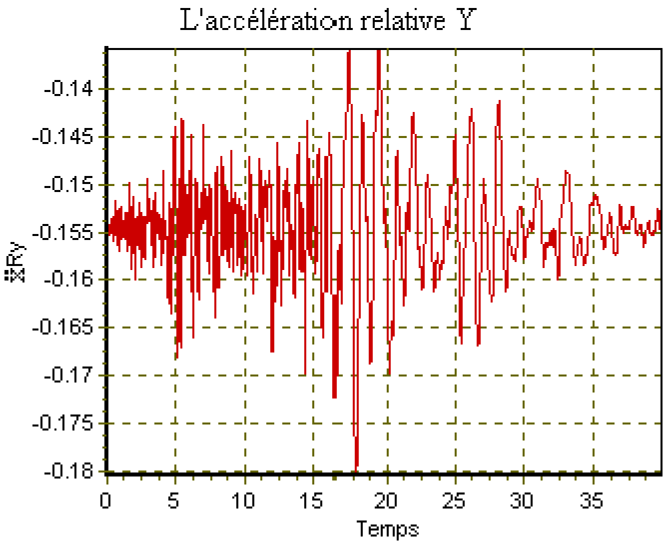
Figure C.4 *: Les variables de la surface critique.*

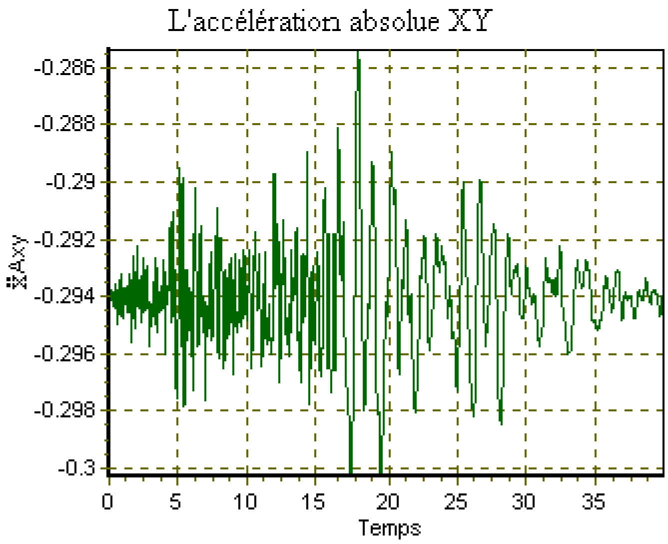
I.5- Résultats des histoires de mouvement :

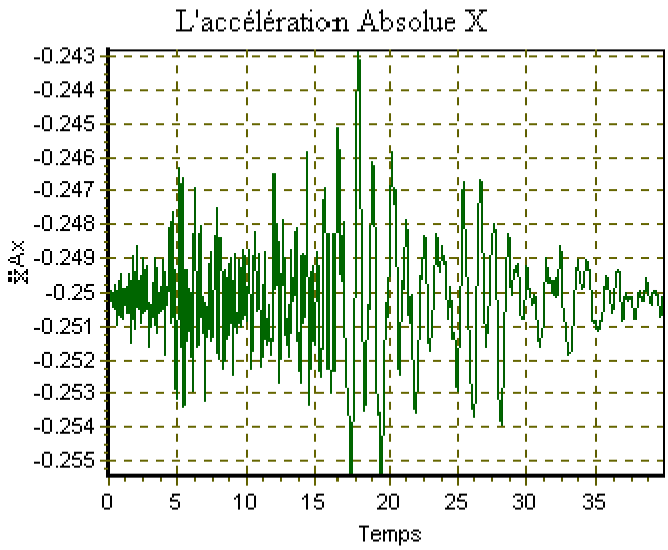
I.5.1- Affichage graphique des histoires nodales au niveau de la crête :

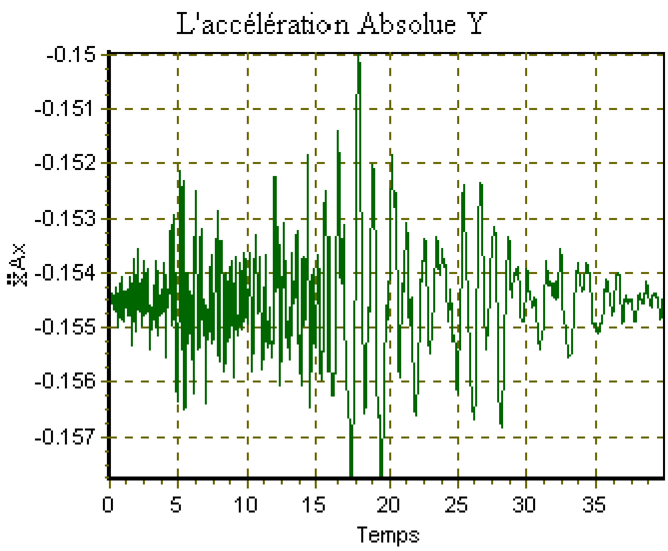


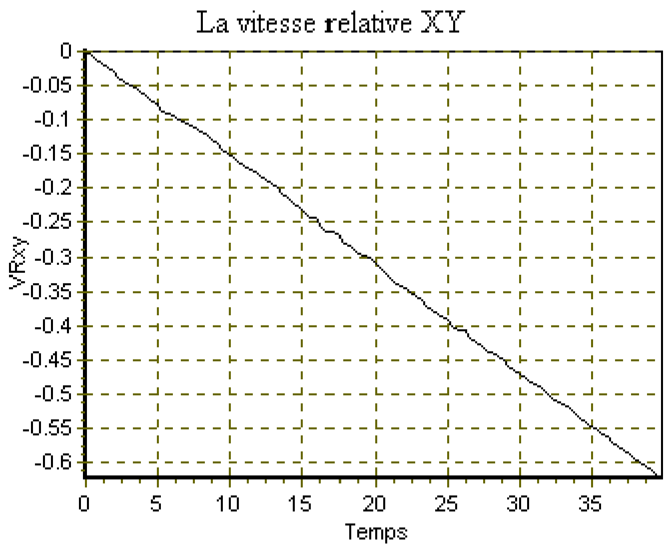


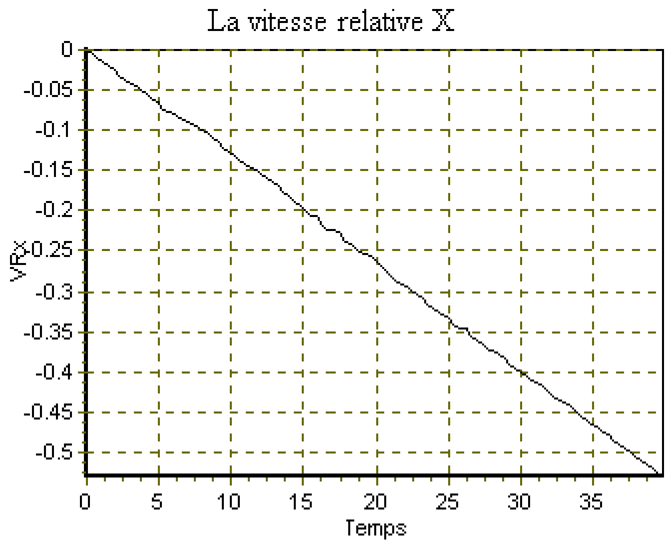


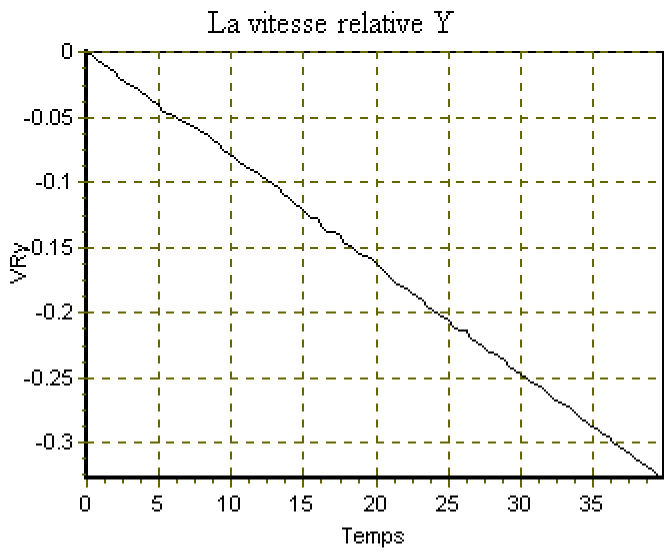

L'accélération absolue XY
-0.286
-0.288
-0.29
-0.292
-0.294
-0.296
-0.298
-0.3
Axy
0
5
10
15
20
25
30
35
Temps

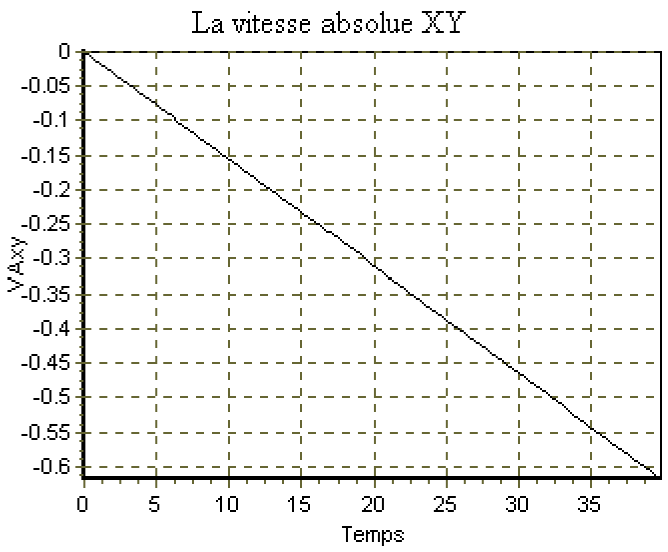

L'accélération Absolue X
-0.243
-0.244
-0.245
-0.246
-0.247
-0.248
-0.249
-0.25
-0.251
-0.252
-0.253
-0.254
-0.255
Ax
0
5
10
15
20
25
30
35
Temps


L'accélération Absolue Y
-0.15
-0.151
-0.152
-0.153
-0.154
-0.155
-0.156
-0.157
Ax
0
5
10
15
20
25
30
35
Temps

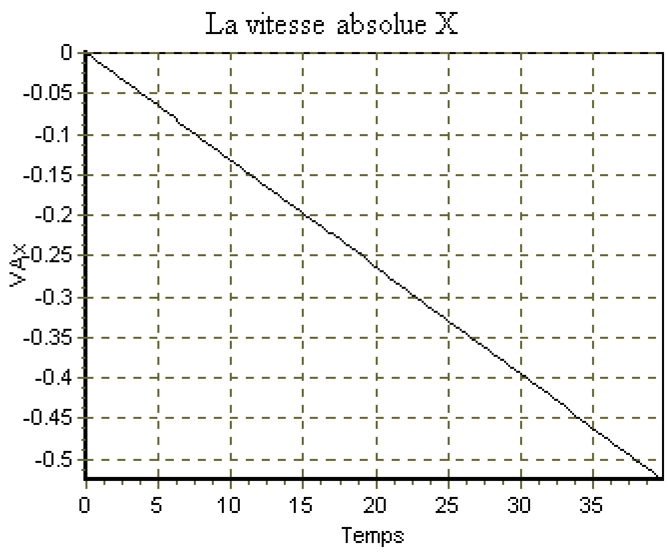

La vitesse relative XY
VRxy
Temps


La vitesse relative X
VRx
Temps

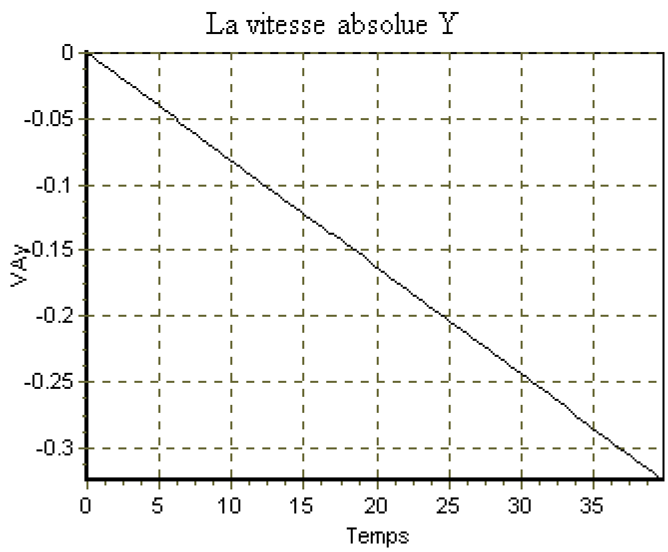

La vitesse relative Y
VRy
Temps



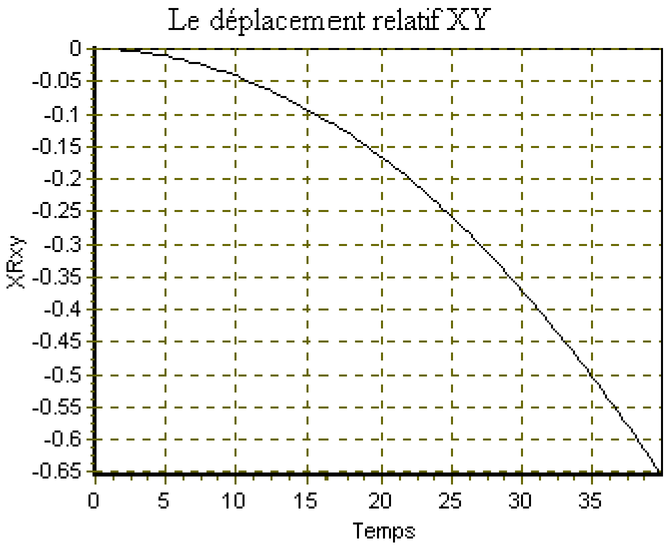
La vitesse absolue XY
VAxy
Temps

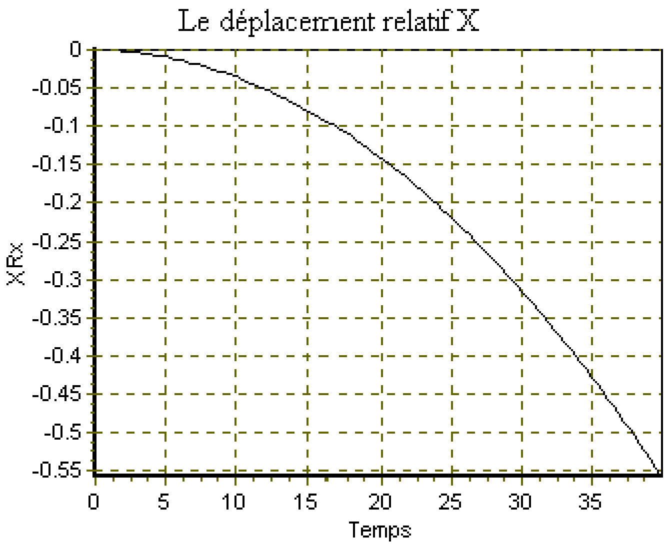


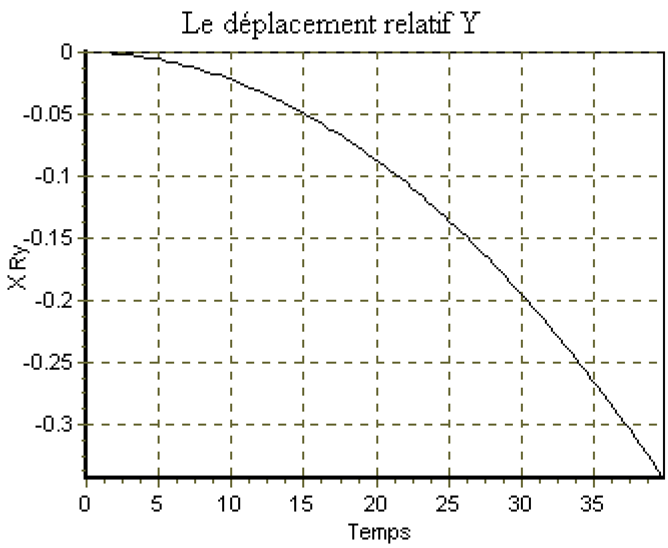
La vitesse absolue X
VAx
Temps



La vitesse absolue Y
VAy
Temps


Le déplacement relatif XY
XRxy
0
-0.05
-0.1
-0.15
-0.2
-0.25
-0.3
-0.35
-0.4
-0.45
-0.5
-0.55
-0.6
-0.65
0 5 10 15 20 25 30 35
Temps


Le déplacement relatif X
XRx
0
-0.05
-0.1
-0.15
-0.2
-0.25
-0.3
-0.35
-0.4
-0.45
-0.5
-0.55
0 5 10 15 20 25 30 35
Temps


Le déplacement relatif Y
XRy
0
-0.05
-0.1
-0.15
-0.2
-0.25
-0.3
0 5 10 15 20 25 30 35
Temps

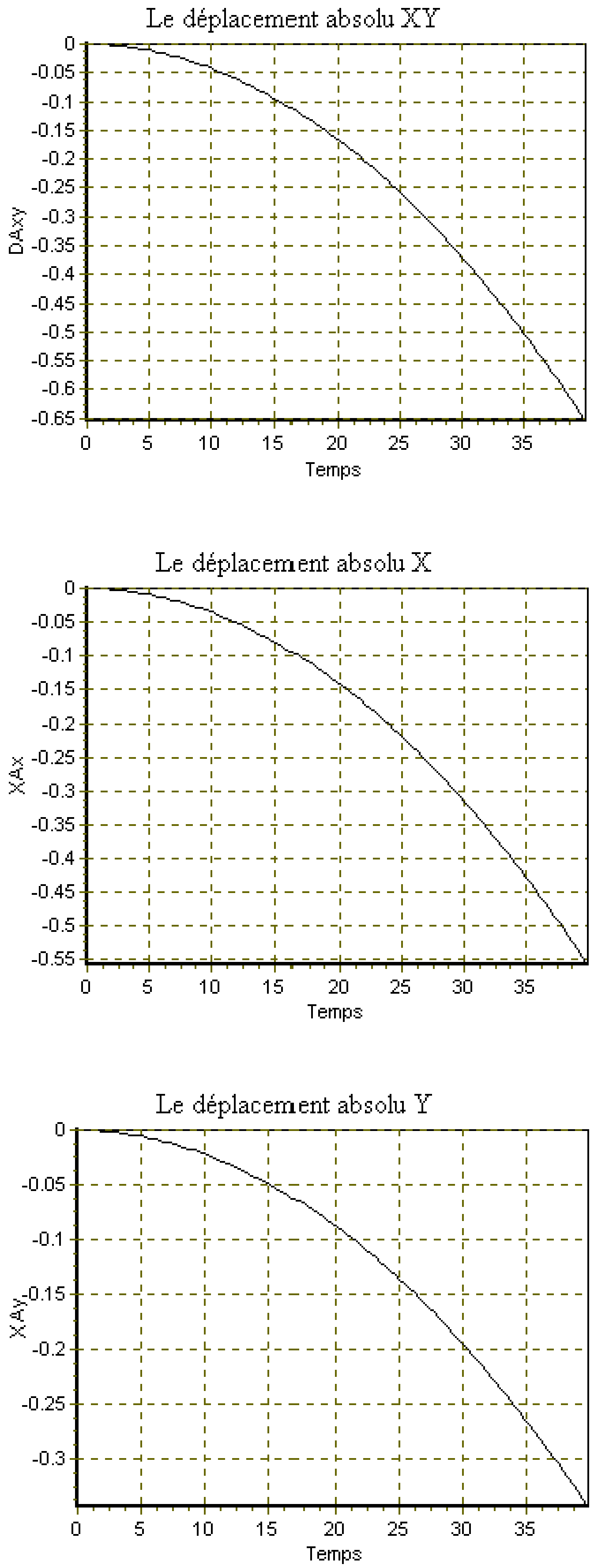
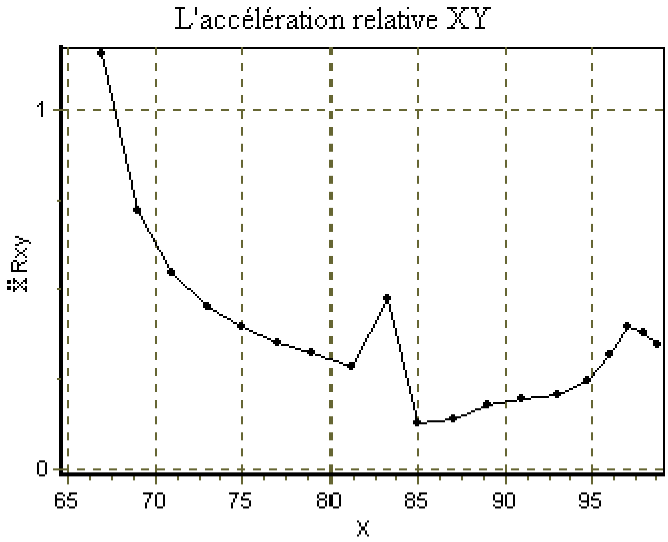
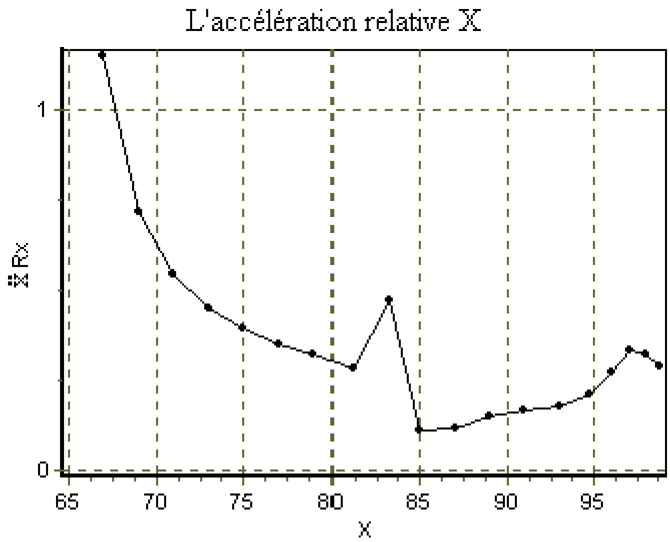


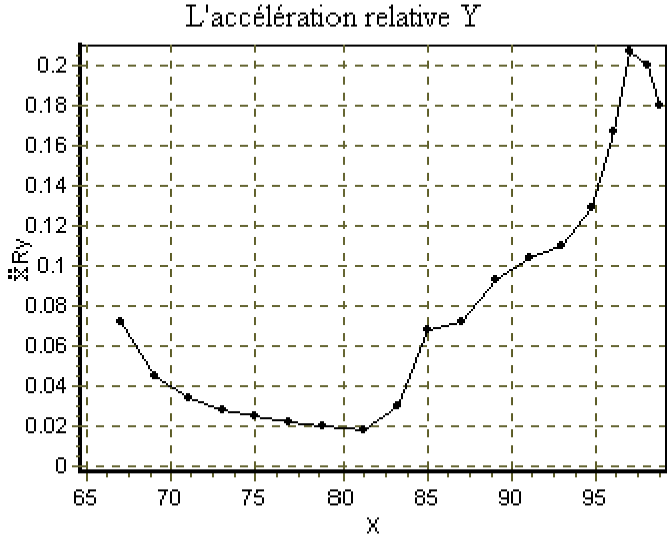
***Figure C.5** : Les histoires nodales des mouvements.*

I.6- Valeurs maximales des histoires de mouvement :

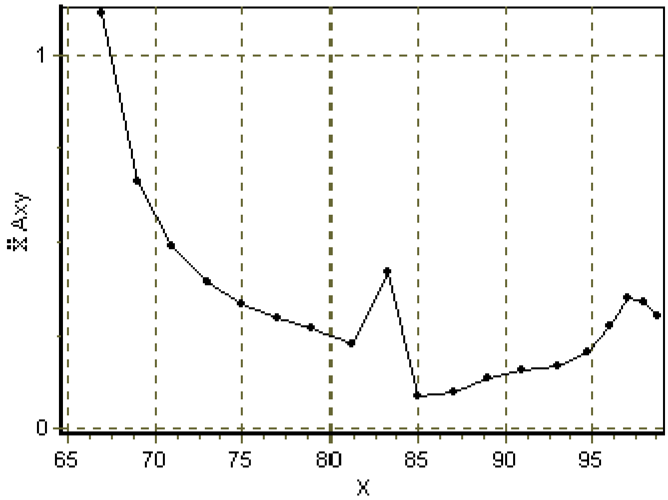
I.6.1- Affichage graphique des valeurs maximales des histoires de mouvement :



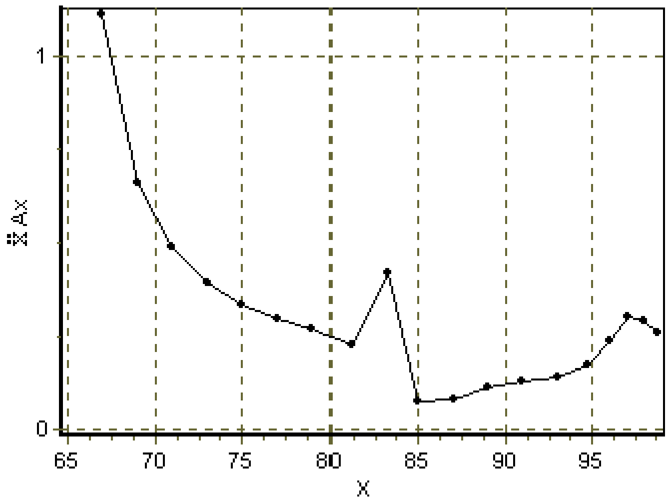




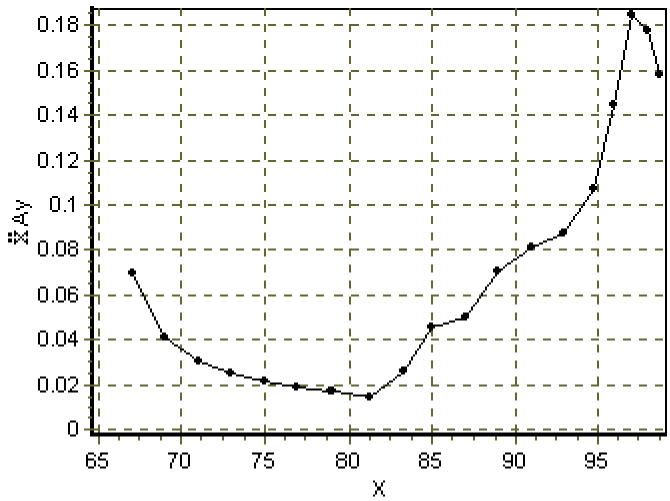
L'accélération absolue XY



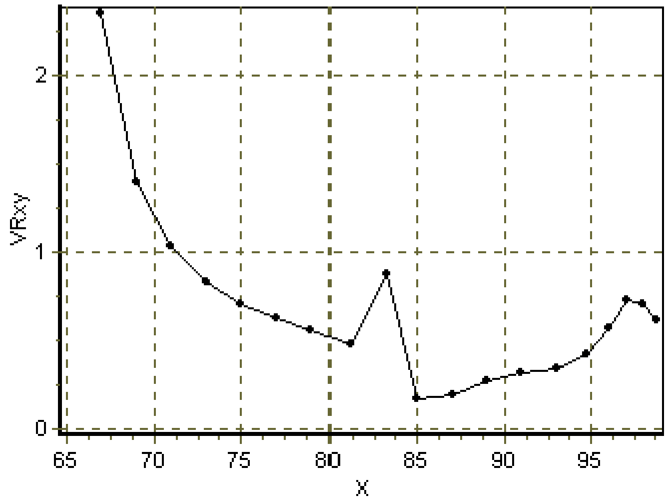
L'accélération absolue X



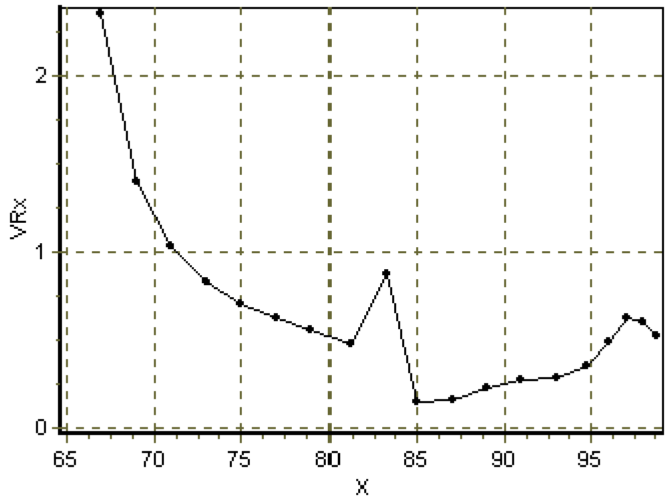
L'accélération absolue Y



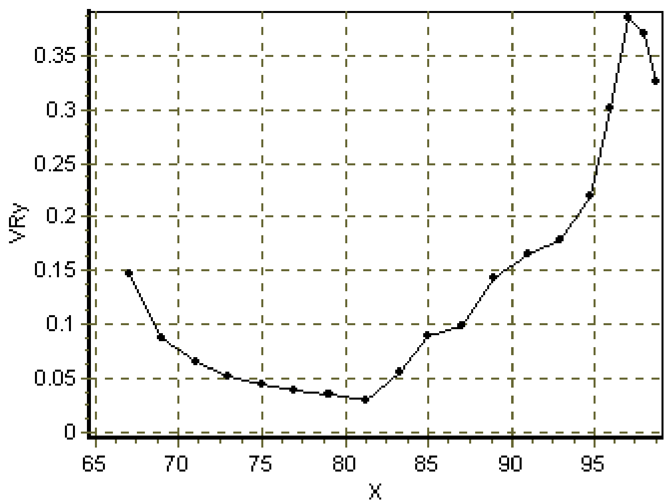
La vitesse relative XY

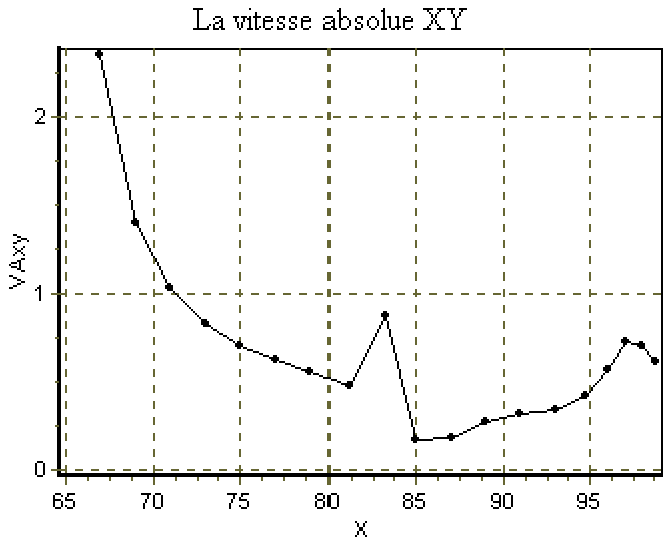


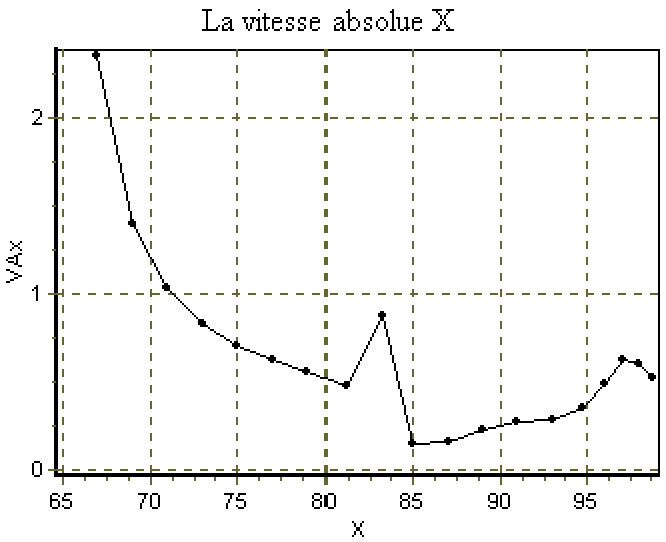
La vitesse relative X

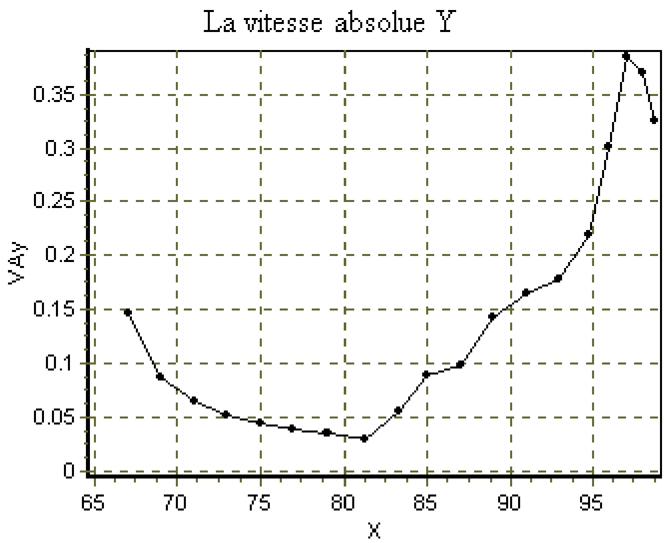


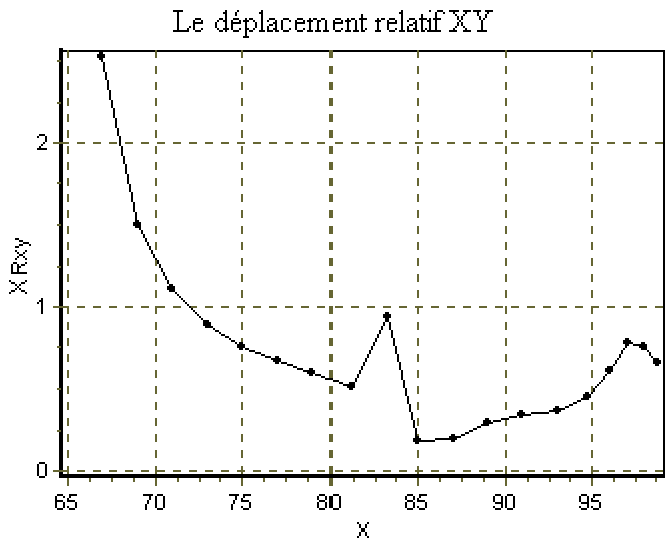
La vitesse relative Y

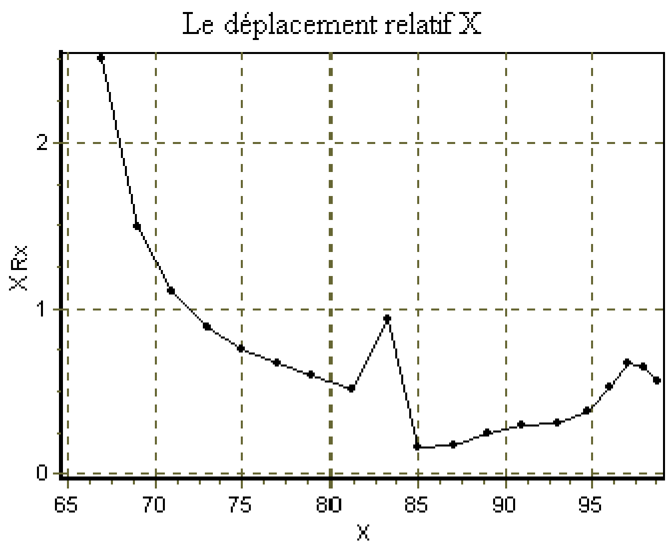


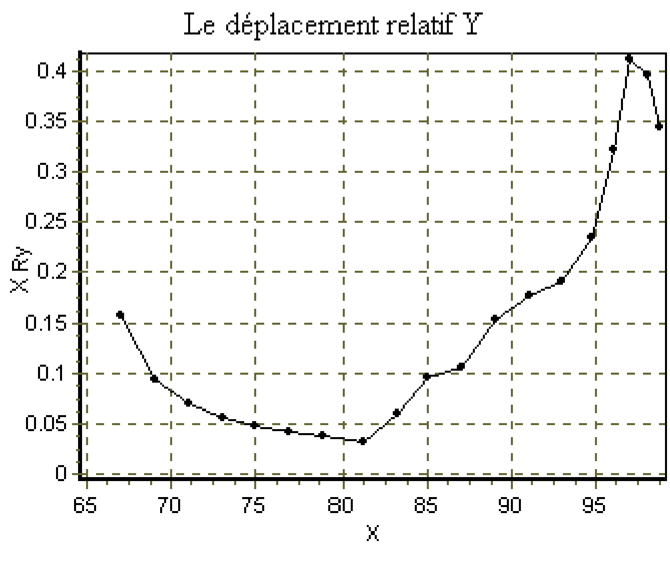

La vitesse absolue XY
VAxy
X


La vitesse absolue X
VAx
X

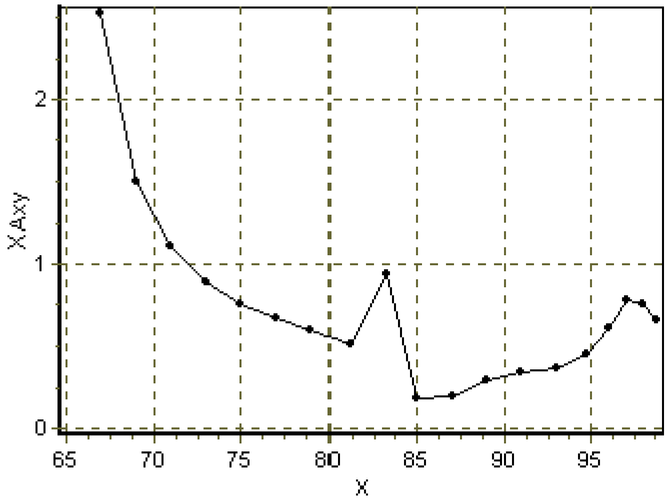

La vitesse absolue Y
VAy
X


Le déplacement relatif XY
X Rxy
X
0
1
2
65
70
75
80
85
90
95

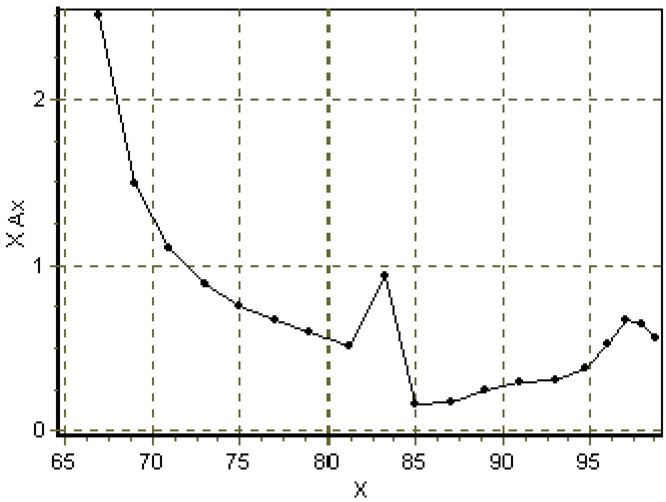

Le déplacement relatif X
X Rx
X
0
1
2
65
70
75
80
85
90
95


Le déplacement relatif Y
X Ry
X
0
0.05
0.1
0.15
0.2
0.25
0.3
0.35
0.4
65
70
75
80
85
90
95

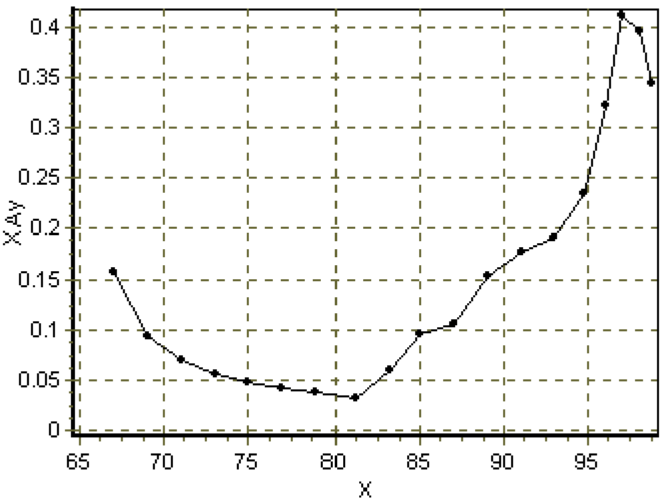
Le déplacement absolu XY



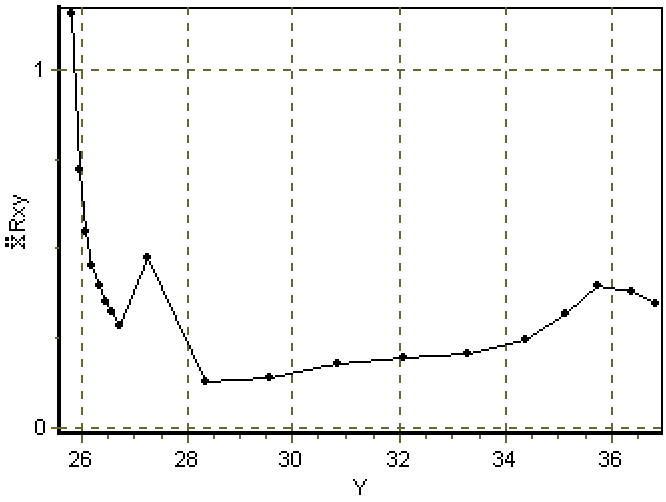
Le déplacement absolu X



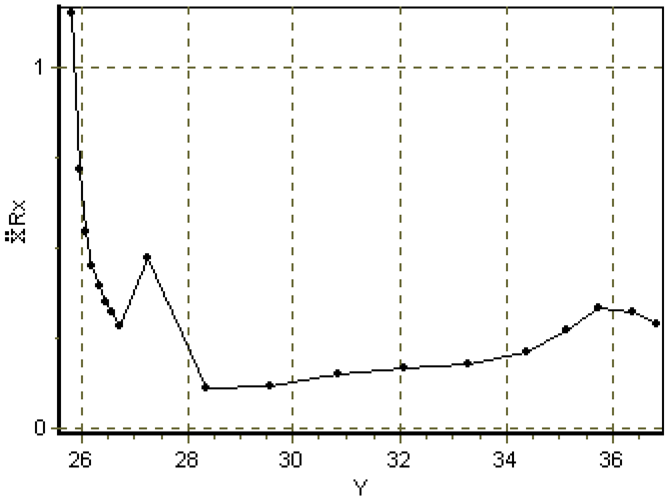
Le déplacement absolu Y



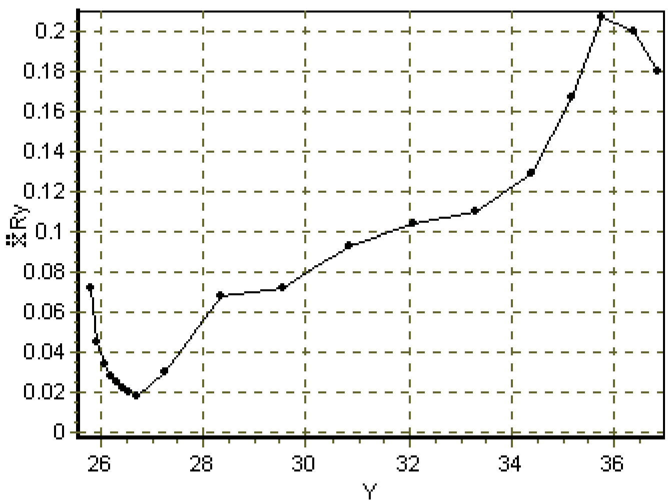
L'accélération relative XY



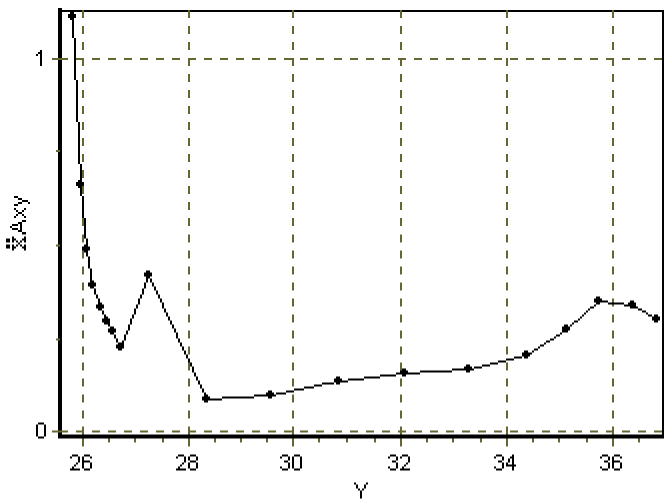
L'accélération relative X



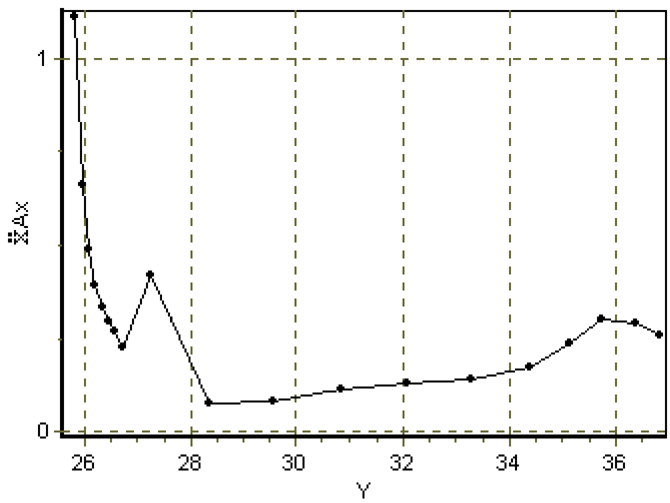
L'accélération relative Y



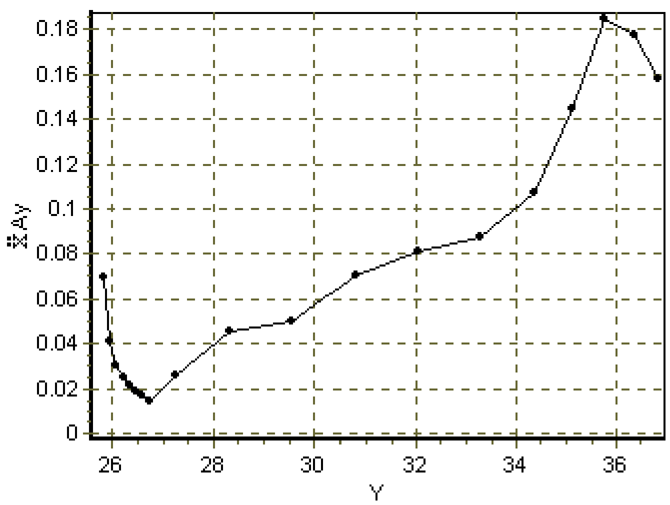
L'accélération absolue XY



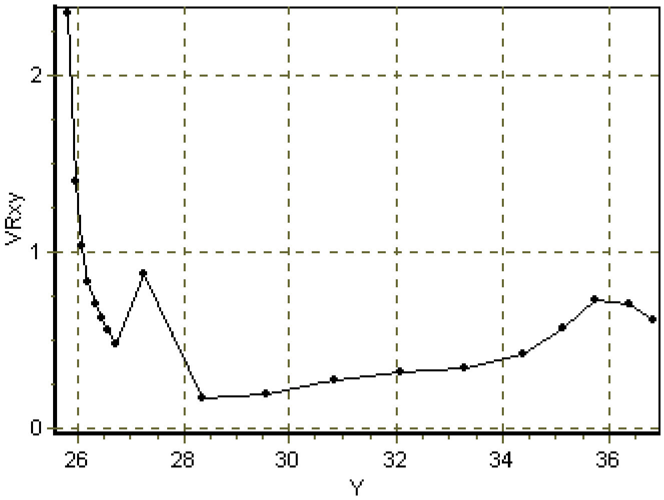
L'accélération absolue X



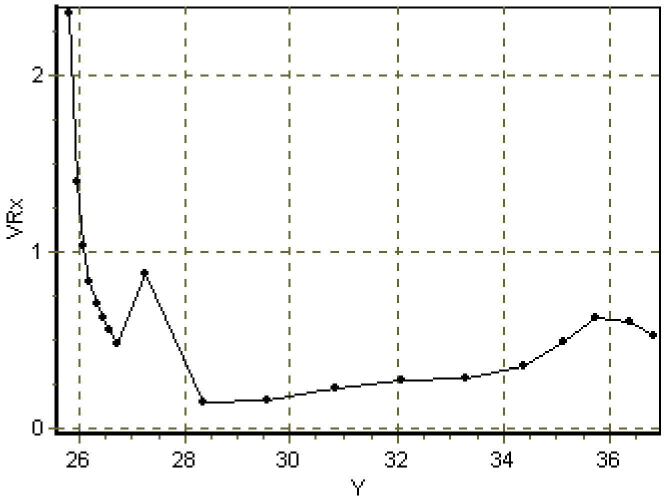
L'accélération absolue Y



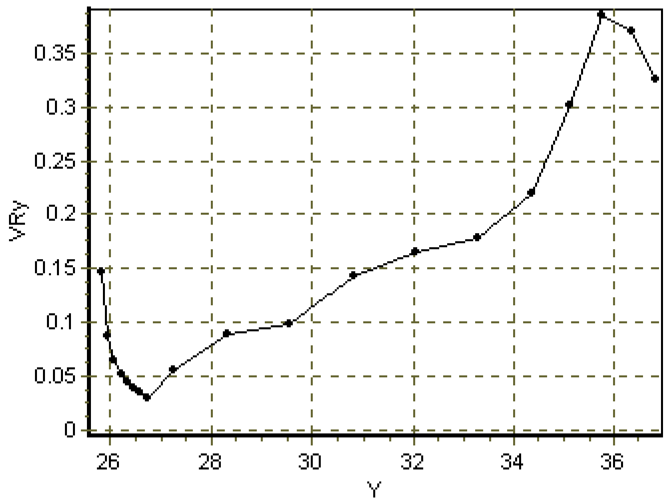
La vitesse relative XY

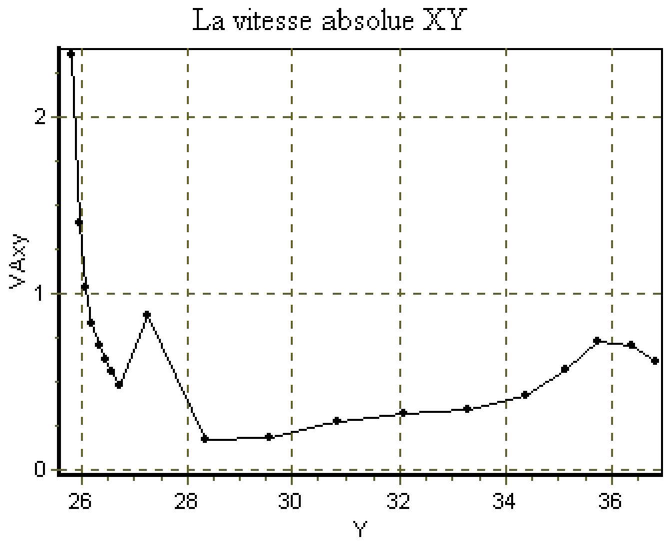


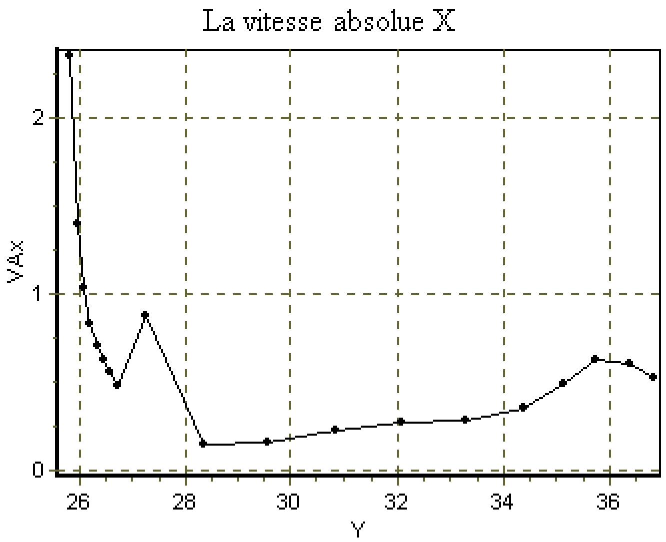
La vitesse relative X

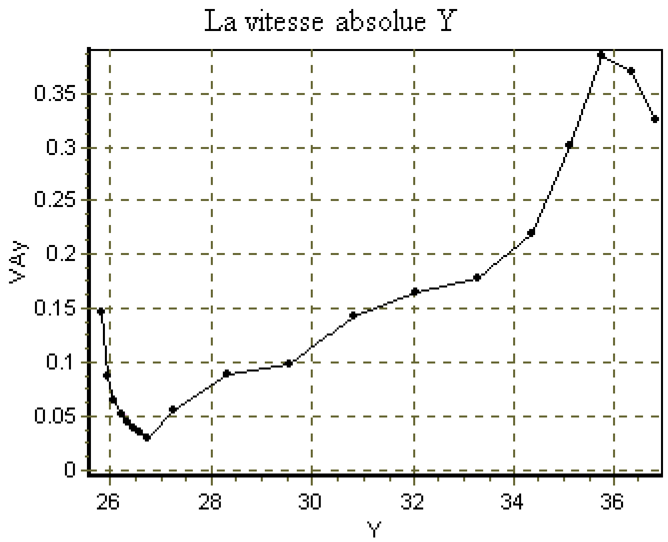


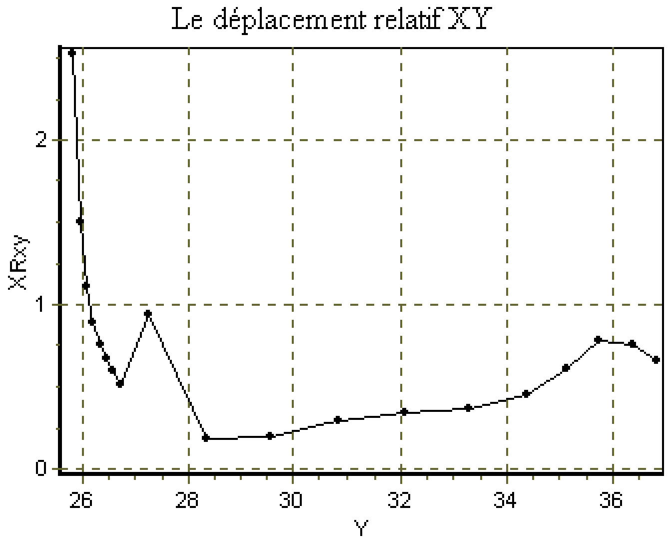
La vitesse relative Y

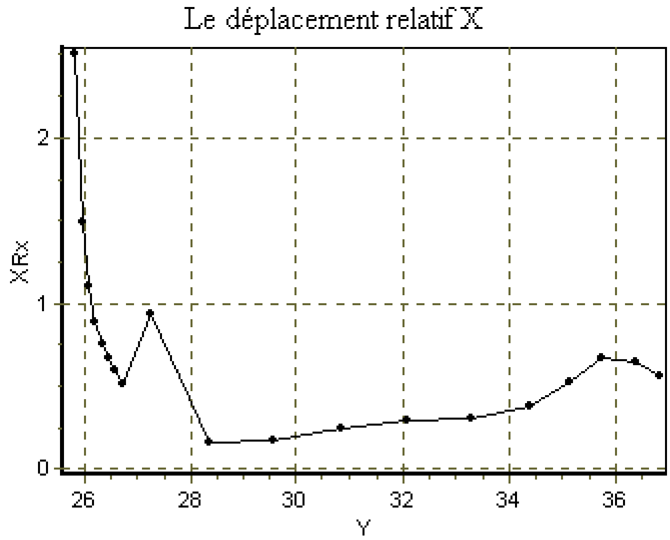


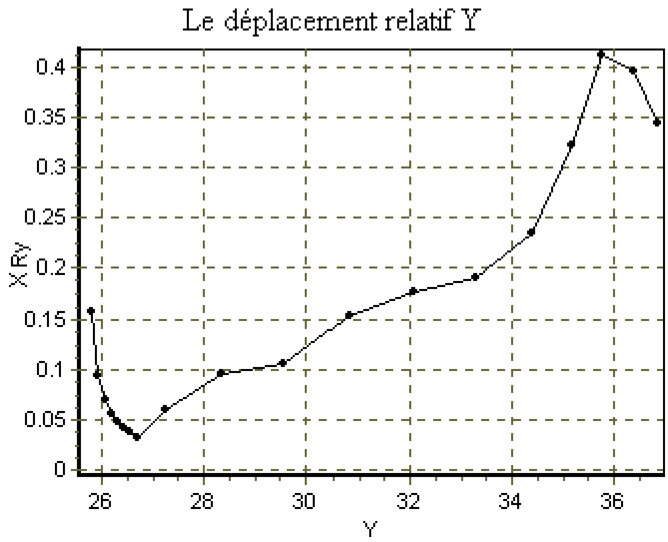

La vitesse absolue XY
VAxy
Y
0
1
2
26
28
30
32
34
36

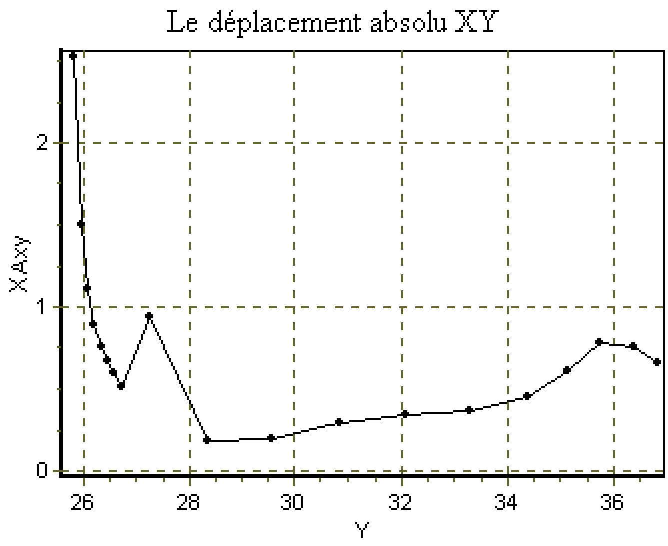

La vitesse absolue X
VAx
Y
0
1
2
26
28
30
32
34
36

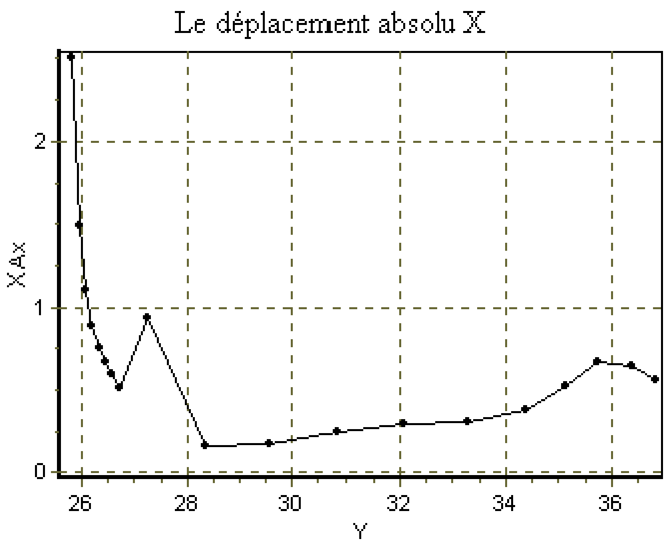

La vitesse absolue Y
VAy
Y
0
0.05
0.1
0.15
0.2
0.25
0.3
0.35
26
28
30
32
34
36


Le déplacement relatif XY
XRxy
0
1
2
26
28
30
32
34
36
Y


Le déplacement relatif X
XRx
0
1
2
26
28
30
32
34
36
Y


Le déplacement relatif Y
XRy
0
0.05
0.1
0.15
0.2
0.25
0.3
0.35
0.4
26
28
30
32
34
36
Y





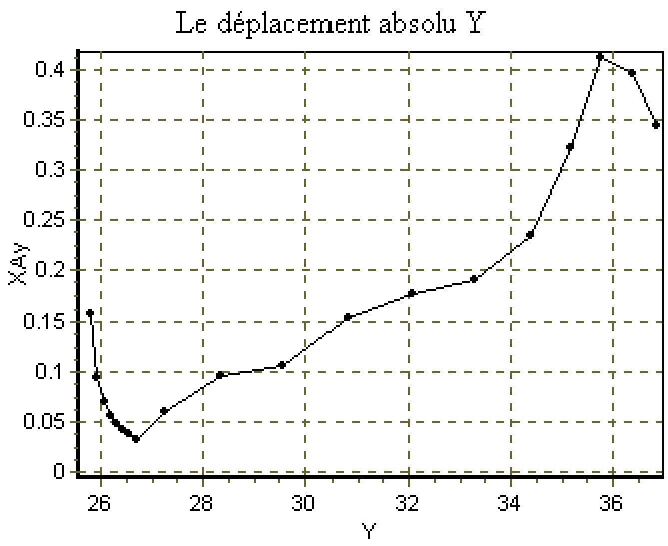


Figure C.6 : Les graphes des valeurs maximales.