

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE HYDRAULIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

SUJET

ETUDE DYNAMIQUE D'UN BARRAGE EN
TERRE A L'AIDE DE L'ANALYSE DYNAMIQUE
D'UN TRIANGLE VISCO-ELASTIQUE
+ ANNEXE

Proposé Par :

M^r FARKAS G.

Etudié par :

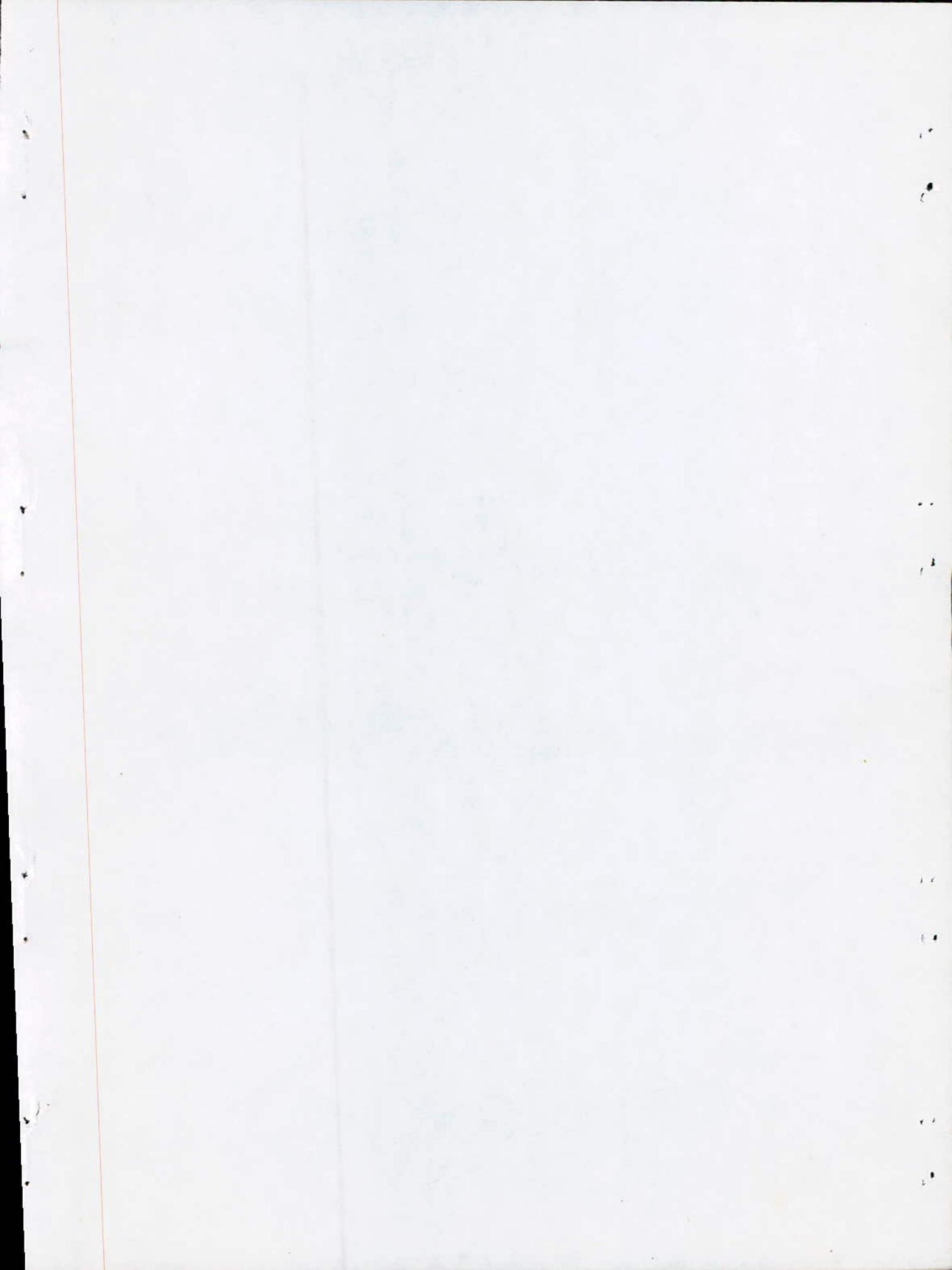
M^r MERABTENE T.

Dirigé par :

M^r FARKAS G.

M^{lle} ZERFA

PROMOTION : Juin 1988



REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier vivement les personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce projet :

M^r FARKAS pour son aide et son assistance continue.

M^{me} ZERFA pour son soutien et ses conseils précieux.

M^{me} SOUIDI.N pour l'aide qu'elle m'a apporté.

L'ensemble des ingénieurs de l'U.F.S.I et plus particulièrement

M^{rs} BERMAD.A et KAOUA.S pour leur aide technique ainsi que

M^{rs} BEHIDJ.F et CHAMBAZ.H

L'ensemble des professeurs du département d'Hydraulique de l'E.N.P qui ont contribué à ma formation.

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce modeste travail :

A

Ma mère qui a tant fais pour que je sois ainsi.

Mes oncles M. MOKRANE, SAAD, RABAH, REZKI, AKLI, KHIDER, RACHID.

Mes frères KHALED et NACER.

Ma soeur ainsi que son mari et ses enfants.

Tous mes amis.

بلى أمي التي بذلت كل غال لديها حتى ترى هذا اليوم.

م. طارق

Département:HYDRAULIQUE.....
Promoteur: .Mr. FAKAS...- Melle. ZERFA..
Élève Ingénieur: ...MERABTENE. TAREK...

طصلة : الري
موجه : مة زرفة و فركاس
تلميذ : مة مرابطين طارف

- الموضوع : دراسة الحركة الدينامية لسد التربة تحت تأثير الزلزال بمساعدة المعالجة الديناميكية
لثلاث لزج - مرن .
- الملخص : نتناول في هذه الأطروحة دراسة توازن سد متجانس من التربة باستعمال نموذج لزج
- مرن ، وقد توصلنا الى الحل الاعرابي للمعادلات التفاضلية للحركة باستعمالنا سلسلات دوام
بيسل . والغرس هو تكوين برنامج آلي لحساب المعامل الزلزالي بواسطة التنقلات ،
واستعماله في دراسة توازن منحدرات السد .

Sujet: Etude de la stabilité dynamique d'un barrage en terre à l'aide de l'analyse
d'un triangle Visco - Élastique .

Résumé:
La solution analytique des équations différentielles du mouvement du modèle visco - élastique est donnée à l'aide de séries de fonction de Bessel .
Un programme sur ordinateur pour calculer les coefficients sismiques à l'aide des déplacements et les appliquer pour l'étude de la stabilité des talus a été établi dans cette thèse .

Subject: Study of the stability of an earth dam by dynamic analysis using Visco-elastic
technique .

The analytical solution of the differential equations of movement governing the visco - elastic models is given by series of Bessel function .

A computer programme for evaluating the seismic coefficients using displacements has been established and the same coefficients were applying in the stability studies of talus .

SOMMAIRE



Pages

~ INTRODUCTION	1
~ NOTION DE SISMOLOGIE	2
~ ETUDE D'UN OSCILLATEUR SIMPLE	7
~ COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BARRAGES EN TERRE ET LES METHODES D'ANALYSE PRATIQUES	12
~ CALCUL DE LA STABILITE DYNAMIQUE D'UN BARRAGE EN TERRE HOMOGENE A L'AIDE DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DUN TRIANGLE VISCO-ELASTIQUE	16
~ VERIFICATION DE LA STABILITE DES TALUS	26
~ RESOLUTION NUMERIQUE DU PROBLEME	49
~ ORGANIGRAMME DE RESOLUTION	54
~ APPLICATION	60
~ CONCLUSION	62

INTRODUCTION

Dans le calcul dynamique des barrages, les effets des tremblements de terre qui peuvent se produire et ce même dans les régions à caractère géologiquement stables sont inévitablement pris en considération.

La majeure partie de l'Algérie est susceptible à d'importantes secousses sismiques. Par ailleurs l'intensité de celle-ci peut engendrer largement d'importants dommages ou destruction des ouvrages à moins qu'ils ne soient conçus de manière adéquate pour résister à de tels effets.

Plusieurs méthodes de calcul numérique et analytique peuvent être utilisées pour évaluer la réponse de l'ensemble structure-fondation à l'action des forces du séisme.

Dans notre cas présent, nous avons adopté une solution analytique, basée sur la résolution des équations différentielles du mouvement du modèle visco-élastique à l'aide des séries de fonctions de Bessel. Entre autre l'outil informatique nous a été d'une utilité remarquable quant au calcul des différents coefficients sismiques à partir des déplacements.

2. NOTION DE SISMOLOGIE

2.1 Définitions et caractéristiques des tremblements de terre:

Les tremblements de terre apparaissent comme les conséquences des lentes déformations dans la croûte terrestre, provoquées par des glissements le long des failles géologiques, un changement de volume des couches dues à des changements de pression et d'autres raisons plus ou moins importantes.

2.2 Accélération et ondes sismiques :

Les tremblements de terre provoquent des accélérations qui engendrent dans les ouvrages des efforts supplémentaires, consécutifs aux forces d'inertie. Ces accélérations peuvent se développer dans toutes les directions mais ce sont évidemment les horizontales qui sont les plus dangereuses pour les barrages, on les exprime en % de l'accélération terrestre.

2.2.1 Ondes internes:

- Ondes longitudinales ou onde P : produisant des déplacements dans le sens de la propagation des ondes.
- Ondes transversales ou onde S : produisant des déplacements dans deux directions perpendiculaires au sens de propagation des ondes.

2.2.2 Ondes de surface :

Comme son nom l'indique, le déplacement de ces ondes est limité

au voisinage de la surface du sol, on peut distinguer deux types d'ondes, onde de Rayleigh et onde de Love.

2.2.3 Magnitude :

La magnitude d'un tremblement de terre, se détermine à partir d'un sismogramme selon la définition donnée par Richter qui représente une mesure directe de l'énergie libérée par le seisme.

2.2.4 Intensité :

L'intensité représente la violence de la secousse en un lieu donné, elle s'évalue par comparaison des effets observés sur les structures et les manifestations ressenties par la population.

2.3 L'Algérie et le risque sismique :

Un ensemble de considération en génie sismique conduit à élaborer des cartes de sismicité qui permettent de déterminer le "seisme de projet" à tenir compte pour l'ouvrage.

La probabilité pour que dans la région considérée, il ne se produise pas de séismes de magnitude supérieure à M pendant le temps t , peut être déterminée par la relation empirique de Gutenberg-Richter :

$$\log_{10} N(M) = a - b.M$$

Où N : nombre moyen annuel de tremblement de terre de magnitude supérieure à M .

a et b : sont les constantes dépendantes des régions, pour l'Algérie

$$5 < a < 8 \quad \text{et} \quad b = 1,0$$

Période de retour (par année) des séismes d'intensité différents dans certaines régions d'Algérie

- TABLEAU N° 1 -

a_p (cm/sec ²)	Alger	Annaba	Blida	Chlef	Constantine	Mostaganem	Oran	Sétif	Skikda	Béjaia
60	17	236	12	1	50	29	13	20	127	24
100	39	1322	31	15	125	78	43	51	575	58
140	800	5866	63	31	262	176	94	109	1995	120
180	153	22959	119	57	519	365	198	215	6025	232
220	253	-	194	94	903	652	365	367	14592	391
260	435	-	324	160	1679	1238	732	658	37606	690
300	615	-	447	226	2523	1866	1152	955	-	993
340	884	-	629	325	3906	2902	1881	1410	-	1455
380	1291	-	893	474	6219	4616	3157	2125	-	2173
420	1919	-	1294	708	10247	7616	5602	3273	-	3312
460	2543	-	1681	935	14563	10713	8212	4419	-	4465
500	3390	-	2200	1252	20889	15468	13143	6028	-	6031

* a_p : accélération maximale probable.

Le tableau de la page précédente est basé sur la formule de Gutenberg, c'est une illustration des périodes de retour des séismes dans certaines régions d'Algérie.

2.4 Mesure des tremblements de terre :

Afin de connaître la réponse réelle du barrage, un certain nombre de sismographe et accélérographe, en crête, sur le talus aval, au pied du barrage et sur la fondation rocheuse sont nécessaires. On pourra alors étalonner les analyses dynamiques et mieux prévoir le comportement dynamiques du barrage pour des séismes futurs plus puissants.

Pendant le séisme, le problème principal est l'identification des mouvements à la surface du sol. Ces mouvements sont décrits à partir de l'enregistrement d'un accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps, la répartition des vitesses et des déplacements en fonction du temps, est obtenue par double intégration de l'accélération. Pour une mesure directe des déplacements au niveau du sol, l'appareil de base est le sismographe qui n'est autre qu'un oscillateur simple.

2.5 Comportement du sol :

Lors d'un séisme une instabilité du sol peut apparaître, ce qui entraîne des déplacements importants de la surface, provoquant généralement des dégâts importants dans les structures.

Un sol de faible compacité, comme par exemple un remblai récent,

risque de présenter des tassements importants après passage des ondes sismiques. Il s'agit pratiquement d'une consolidation du sol sous l'effet des vibrations. Lorsque le terrain est en pente, ce phénomène peut provoquer des glissements.

Dans les sols saturés d'eau et composés de matériaux à structure granulaire de faible compacité, les vibrations provoquent l'augmentation des pressions interstitielles dont l'importance peut être suffisante pour mettre en flottation les grains, c'est le phénomène de liquéfaction.

Etant donné qu'il est impossible d'assurer la stabilité des ouvrages lorsque le sol présente un danger de tassement important ou de liquéfaction, on doit dans ce cas améliorer le terrain de fondation, par stabilisation, compactage, drainage, ... etc.

3. ETUDE D'UN OSCILLATEUR SIMPLE

Un système dynamique ayant un seul degré de liberté a comme modèle le chariot de la figure ci-dessous :

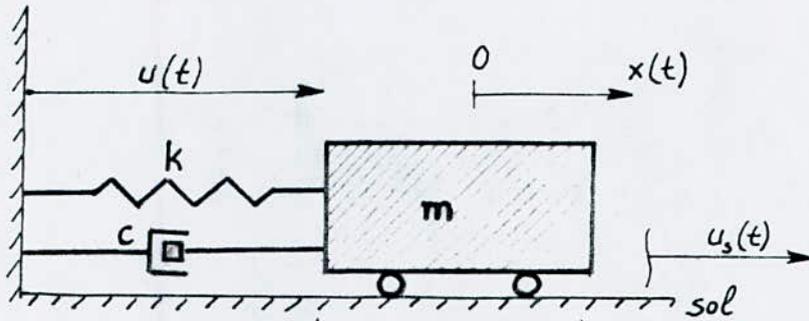


Fig-1-

Dans le cas du seisme, le mouvement oscillatoire est provoqué par un déplacement aléatoire du sol $u_s(t)$.

Par application de la loi fondamentale de la dynamique, l'équation du mouvement du système oscillatoire s'écrit :

$$m(\ddot{u}(t) + \ddot{u}_s(t)) = -c\dot{u}(t) - ku(t) \quad (1)$$

La force d'inertie est dans ce cas fonction du mouvement absolu de la masse m : $F_i = \ddot{x} \cdot m = (\ddot{u} + \ddot{u}_s) \cdot m$.

Dans l'équation (1)

* $-c\dot{u}(t)$ = force due à l'amortisseur.

* $-ku(t)$ = force de rappel due au ressort.

* c et k : sont respectivement le coefficient d'amortissement et le coefficient de rigidité du système élastique.

* $u(t)$: la coordonnée qui précise le déplacement relatif de la masse m par rapport au plan fixe, à un instant t .

Si on définit par $\zeta = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2 \cdot \omega_n \cdot m}$, le rapport d'amortissement critique, avec $\omega_n = \sqrt{k/m}$ en [rd/s], la pulsation propre du système.

L'équation différentielle du mouvement devient :

$$\ddot{u}(t) + 2 \omega_n \cdot \zeta \cdot \dot{u}(t) + \omega_n^2 \cdot u(t) = -\ddot{u}_s(t) \quad (2)$$

c_{cr} : amortissement critique.

Remarque : dans le cas où le mouvement oscillatoire est provoqué par une force perturbatrice $F(t)$, l'équation générale qui exprime le mouvement du système aura la forme :

$$m\ddot{u}(t) = F(t) - c \cdot \dot{u}(t) - k \cdot u(t)$$

d'où
$$\ddot{u}(t) + 2 \cdot \omega_n \cdot \zeta \cdot \dot{u}(t) + \omega_n^2 \cdot u(t) = \frac{1}{m} F(t) \quad (3)$$

3.1 Vibration libre sans amortissement :

Suite à l'application d'un choc initial, d'une durée très courte, le système oscillant (masse + ressort) exécute des vibrations libres, c'est un système conservatif, c'est à dire sans amortissement ($c=0$).

L'équation (3) aura la forme la plus simple :

$$\ddot{u}(t) + \omega_n^2 \cdot u(t) = 0 \quad (4)$$

Ayant comme solution la fonction harmonique :

$$u(t) = A \cdot \sin(\omega_n \cdot t + \varphi)$$

Où la constante d'intégration A (amplitude du mouvement) et φ (la phase), s'obtiennent en posant les conditions initiales.

Les principales caractéristiques d'un tel mouvement sont :

- la pulsation propre $\omega = \sqrt{k/m}$ [rd/s]

- la période $T = 2\pi/\omega_n$ [s]

- la fréquence $f = 1/T$ [Hz]

3.2 Vibration libre avec amortissement visqueux :

L'équation du mouvement devient un cas particulier de l'équation (3), c'est à dire :

$$\ddot{u}(t) + 2 \cdot \omega_n \cdot \zeta \cdot \dot{u}(t) + \omega_n^2 \cdot u(t) = 0 \quad (5)$$

Suivant les valeurs de $\zeta = c/2 \cdot \omega_n \cdot m$, trois cas peuvent se présenter :

a/ Amortissement surcritique (sur amorti) :

Dans ce cas $\zeta > 1$ et le mouvement ne présente pas d'oscillation.

b/ Amortissement critique :

C'est le cas de $\zeta = 1$, comme dans le cas précédent le mouvement ne comporte pas d'oscillation.

c/ Amortissement sous-critique :

L'oscillateur est sous amorti $\zeta < 1$. Le mouvement sera pseudo-périodique, comme le montre la figure. 2., dont l'amplitude diminue avec le temps à cause de l'amortissement du système. toujours inférieur à l'amortissement critique, pratiquement c'est le seul cas intéressant pour le calcul dynamique des structures.

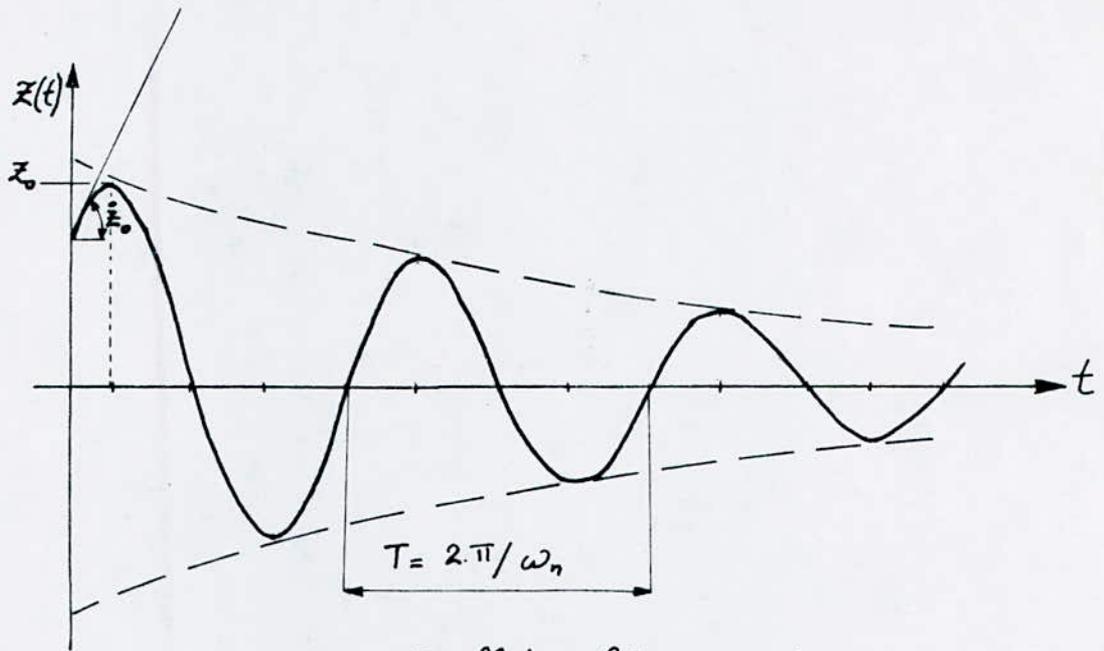


Fig-2. Oscillation libre amortie

La solution de l'équation différentielle prend la forme:

$$u(t) = e^{-\gamma \omega_n t} \cdot (C_1 \sin \omega_{dn} t + C_2 \cos \omega_{dn} t) \quad (6)$$

avec :

$$\omega_{dn} = \omega_n \sqrt{1 - \gamma^2} : \text{fréquence circulaire amortie.}$$

3.3 Oscillations forcées :

Deux cas sont à étudier :

a/ C'est le cas générale ou la masse m est excitée par une force perturbatrice $F(t)$ de forme quelconque.

La solution générale de l'équation (3) est fournie par l'intégrale de Duhamel :

$$u(t) = \frac{1}{m \cdot \omega_{dn}} \int_0^t F(\xi) \cdot e^{-\gamma \omega_n (t-\xi)} \cdot \sin[\omega_{dn} (t-\xi)] d\xi \quad (7)$$

Dans le cas du seisme, la solution de l'équation du mouvement :

$$\ddot{u}(t) + 2 \cdot \omega_n \cdot \zeta \cdot \dot{u}(t) + \omega_n^2 \cdot u(t) = -\ddot{u}_s(t)$$

s'écrit sous la forme :

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_n} \int_0^t a(\xi) \cdot e^{-\zeta \cdot \omega_n (t-\xi)} \cdot \sin[\omega_n (t-\xi)] d\xi \quad (8)$$

$a(t) = \ddot{u}_s(t)$ = accélération du sol lors d'un séisme.

b/ C'est le cas particulier où la masse m est excitée par une force perturbatrice de la forme : $F(t) = F_0 \cdot \sin \theta \cdot t$ (F_0 : amplitude et θ : pulsation de la force excitante).

L'équation du mouvement (3) devient :

$$\ddot{u}(t) + 2 \cdot \zeta \cdot \omega_n \cdot \dot{u}(t) + \omega_n^2 \cdot u(t) = \frac{F_0}{m} \cdot \sin \alpha t \quad (9)$$

La solution dans le cas pratique d'une oscillation sous amorti ($\zeta < 1$) est de la forme :

$$u(t) = (C_1 \sin \omega_{dn} t + C_2 \cos \omega_{dn} t) \cdot e^{-\zeta \cdot \omega_n t} + \frac{F_0}{k} \lambda \sin(\alpha t - \theta)$$

Avec

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{(1 - (\frac{\theta}{\omega_n})^2)^2 + (2 \cdot \zeta \cdot \frac{\theta}{\omega_n})^2}} \quad \text{et} \quad \theta = \text{Arctg} \frac{2 \cdot \zeta \cdot (\theta/\omega_n)}{1 - (\theta/\omega_n)^2}$$

$$\omega_{dn} = \omega_n \cdot \sqrt{1 - \zeta^2}$$

Les constantes C_1 et C_2 sont des constantes que l'on détermine par les conditions aux limites.

λ : coefficient d'amplification dynamique fonction de l'amortissement ζ et du rapport de pulsation θ/ω_n .

4 - COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BARRAGES EN TERRE ET LES METHODES D'ANALYSE PRATIQUES

La conception des barrages en terre devant supporter en toute sécurité les effets destructifs des séismes constitue un problème analytique.

Les mouvements sismiques induisent dans les structures des actions dynamiques dues essentiellement aux forces d'inertie qui apparaissent dans la masse lorsqu'on impose le mouvement au niveau des supports, la magnitude des déformations qui se développe, dépendra de la chronologie de ces forces d'inertie, et une étude logique du problème nécessite:

1/ une détermination de la variation des forces d'inertie en fonction du temps.

2/ une évaluation des déformations de la digue induites par ces forces.

Le concept important que les effets des séismes sur la stabilité de la digue doivent être évalués en terme de déformations qu'ils produisent, plutôt que le facteur de sécurité minimum développé a été proposé en premier lieu par Newmark¹.

Newmark et Seed ont présenté subséquemment des méthodes d'analyse basées sur ce concept qui suppose une connaissance de l'histoire chronologique des forces d'inertie agissant sur une digue pendant le séisme.

1. Pour plus d'information voir la thèse de ZOURDANI.M et MOURZAGH.B

JAN 87 intitulée "Etude dynamique d'un barrage en terre par la méthode des éléments finis"

Les méthodes classiques d'analyse les plus généralement utilisées dans les études sismiques, remplacent les effets d'inertie (force d'origine sismique) par des forces statiques horizontales obtenues par multiplication de la masse de l'ouvrage par le coefficient sismique.

4.1 Méthode de calcul dynamique:

Un ensemble de méthodes de calcul sont actuellement disponibles pour effectuer l'analyse sismique des structures, l'application de ces méthodes continue d'évoluer rapidement en fonction de l'augmentation des capacités de calcul et du progrès des connaissances sur la nature des mouvements sismiques et les lois de comportement des matériaux. L'apparition continue d'ordinateurs de plus en plus puissants et les progrès rapides de l'analyse numérique ont tendance à faire du calcul dynamique des structures en zone sismique, un domaine très spécialisé.

4.1.1 Méthode des éléments finis:

La méthode des éléments finis permet d'étudier et de résoudre les problèmes de l'équilibre élastique des structures en discrétisant le milieu à étudier, c'est à dire que le barrage sera idéalisé par un ensemble d'éléments triangulaires interconnectés à leurs nœuds. Les forces distribuées sur le barrage sont remplacées par des forces concentrées équivalentes appliquées aux nœuds, les équations d'équilibre s'écrivent alors avec les déplacements des nœuds comme inconnues.

4.1.2 Utilisation des analyses pseudo statique dans la recherche de la stabilité sismique :

La méthode pseudo statique, attribuée à TERZAGHI (1950) dans le cas des barrages en terre, consiste à schématiser l'action dynamique du séisme sur un élément du barrage par une répartition des forces d'inertie égale à une fraction de la force de pesanteur agissant sur cet élément.

k : coefficient sismique,

w : poids,

kw : force sismique,

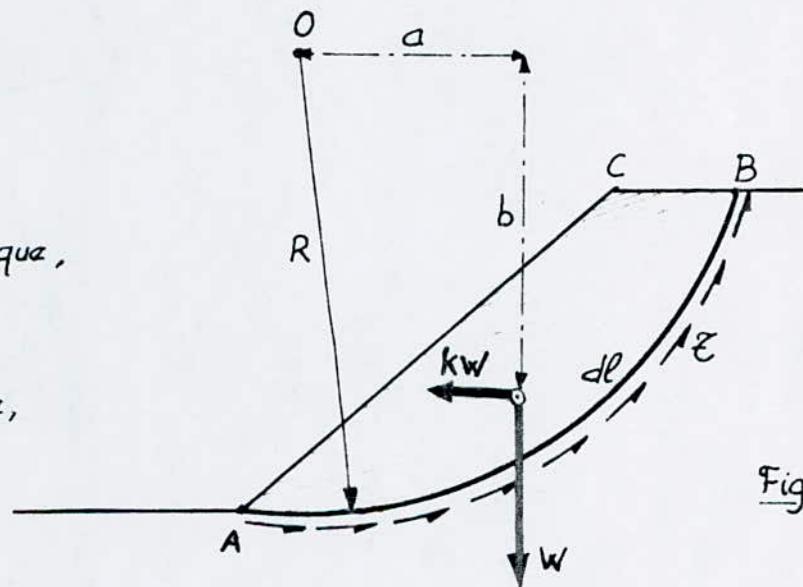


Fig. 3.

Dans le cas des barrages en remblais, ces forces d'inertie sont généralement supposées horizontales, l'influence de la composante verticale du mouvement sismique étant supposée avoir un effet négligeable.

Le coefficient de sécurité vis à vis du risque de glissement doit vérifier la relation :

$$f = \frac{\sum \text{Moments résistants / O}}{\sum \text{Moments moteurs / O}} = \frac{\int_{AB} z \cdot dl}{aw + kbw} > 1$$

Si le facteur de sécurité f approche l'unité, la section limitée par

Le cercle de centre O (cercle de glissement) est généralement considéré non stable.

d'une des méthodes d'analyse pseudo statique généralement utilisées dans l'étude dynamique des barrages en terre est sans doute l'analyse dynamique d'un triangle visco-élastique.

5. CALCUL DE LA STABILITE DYNAMIQUE A LAIDE D'UN MODELE VISCO-ELASTIQUE

5.1 Avantage de la méthode :

La situation actuelle est caractérisée par un certain "foisonnement" des méthodes de modélisation et de calcul, qui implique de la part du projecteur des choix entre différentes approches et rend souvent difficile la détermination d'un compromis optimal entre la recherche de la meilleure approximation possible et le maintien à un niveau raisonnable des coûts et des délais d'étude, toutefois, la grande complexité des phénomènes font que dans la pratique actuelle, les modèles visco-élastiques sont considérés comme acceptables et sont les plus répandus dans l'étude de la réponse dynamique des ouvrages en remblai, en offrant un gain de temps très appréciable lors de la résolution des équations du mouvement par ordinateur.

5.2 Analyse de la réponse élastique :

La première analyse de la réponse dynamique d'un barrage en terre, effectuée en 1936 par Monobe, Takka et Matumura, repose sur l'étude dynamique d'un triangle visco-élastique, c'est la première idéalisation d'une digue en terre.

Les hypothèses de simplification de base de cette méthode sont les suivantes :

1. Le barrage est supposé triangulaire, symétrique, infiniment long, reposant sur une fondation rigide.

2. Le barrage consiste en un matériau élastique, linéaire et homogène ayant une densité et module uniforme.

3. Le rapport largeur-hauteur du barrage est suffisamment grand pour que les déformations de flexion soient négligeables et que l'on considère uniquement celles résultant du cisaillement.

4. L'effort de cisaillement sur tout plan horizontal est uniformément réparti.

5. L'influence de la réserve d'eau est négligeable.

En effet on assimile le barrage à un empilement ou à une série de couches horizontales infiniment minces reliées par des ressorts linéaires de cisaillement élastique et des amortisseurs visqueux, les paramètres visco-élastique qui permettent donc de modéliser la réponse du barrage en remblai sont essentiellement le module de cisaillement, le coefficient d'amortissement et la masse volumique.

5.3 Oscillation libre sans amortissement :

La forme générale de l'analyse peut être illustré en considérant la vibration libre du barrage pour le cas d'un amortissement zéro ($c=0$). Les forces agissant sur une couche mince à la profondeur y en dessous de la crête sont représentées sur la figure.3. à savoir :

- d'effort de cisaillement S et $S + \frac{\partial S}{\partial y} dy$ ou effort tranchant.

- La force d'inertie F_i .

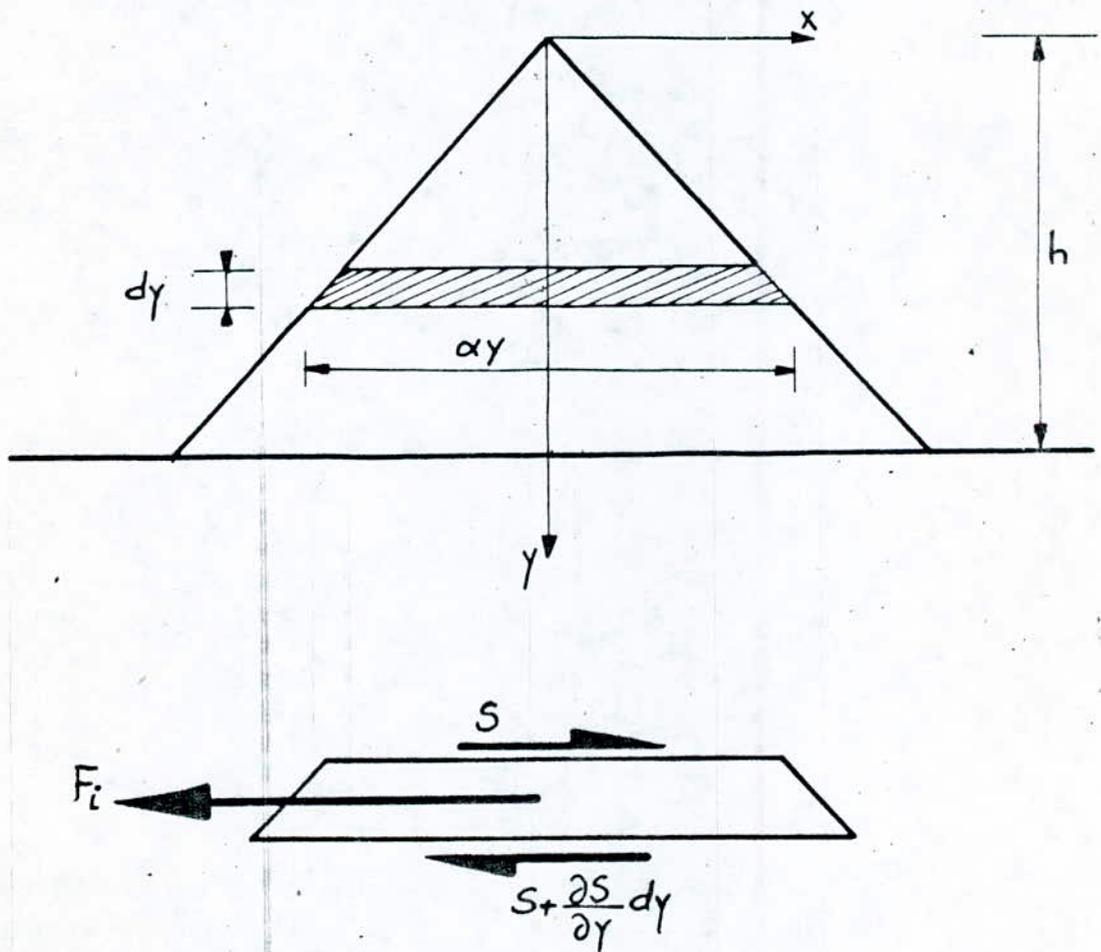


Fig.4.

l'équation d'équilibre d'une tranche horizontale s'écrit :

$$S - \left(S + \frac{\partial S}{\partial y} dy \right) - F_i = 0$$

Ou encore

$$\frac{\partial S}{\partial y} dy - F_i = 0 \quad (10)$$

l'effort de cisaillement S au voisinage d'un point étudié est défini comme le produit du module de cisaillement G par

La distorsion ou déformation de cisaillement r : $S = G \cdot r$.

Cet effort étant réparti uniformément sur toute la longueur αy de la tranche considérée (hypothèse 4) il sera donc égal à : $S = G \cdot \alpha y \cdot r$.

Si on définit par u le déplacement de la profondeur y dans la direction des x (horizontale), la déformation de cisaillement sera donnée par : $r = \frac{\partial u}{\partial y}$, finalement : $S = G \cdot \alpha y \cdot \frac{\partial u}{\partial y}$

En vertu de la loi fondamentale de la dynamique, la force d'inertie F_i s'exprime comme le produit de l'accélération \ddot{u} par la masse élémentaire dm de la tranche considérée : $F_i = \ddot{u} dm$

$\ddot{u} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$ et $dm = \rho \cdot \alpha y \cdot dy$, la force d'inertie s'écrit :

$$F_i = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \cdot \alpha y \cdot dy$$

Si on remplace ces valeurs dans l'équation (10) on obtient :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{1}{Y} \frac{\partial u}{\partial y} \right] \quad (11)$$

C'est l'équation du mouvement en oscillation libre non amortie, dans laquelle :

u : déplacement de la profondeur y dans la direction x .

t : le temps.

ρ : densité de la masse du matériau du barrage $= \frac{\gamma}{g}$,

γ : poids unitaire du matériau du barrage et g : accélération de la pesanteur $[m/s^2]$.

G : module de cisaillement du matériau du barrage.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad E : \text{module d'élasticité et } \nu : \text{coefficient}$$

de poisson.

La solution de cette équation différentielle pour les conditions aux limites appropriées, qui sont :

1/ déplacement à la base nul : $u=0$ quand $y=h$ à tout instant t .

2/ la distorsion en crête, négligeable : $\frac{\partial u}{\partial y} = 0$ quand $y=0$, car en ce point $S(0,t) = 0$ à tout instant t .

est donnée par :

$$u(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} [A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t] \cdot J_0 \left(\beta_n \frac{y}{H} \right) \quad (12)$$

dans laquelle :

H : hauteur du barrage.

n : mode de vibration propre.

β_n : la valeur zéro de l'équation de fréquence :

$J_0(\omega \sqrt{\beta/G}, h) = 0$, elle définit les fréquences naturelles, β_n a des valeurs fixes pour chaque mode de vibration :

$\beta_1 = 2,404$; $\beta_2 = 5,52$; $\beta_3 = 8,65$; $\beta_4 = 11,7915$... etc ...

$\omega_n = \frac{\beta_n}{H \cdot \sqrt{\rho/G}} = \frac{\beta_n}{H} \cdot \sqrt{G/\rho}$: la fréquence naturelle du barrage pour le mode n en [rad/s]

J_0 : la fonction de Bessel de première espèce et d'ordre zéro définie par :

$$J_0(x) = 1 - \frac{x^2}{2^2} + \frac{x^4}{2^2 \cdot 4^2} - \frac{x^6}{2^2 \cdot 4^2 \cdot 6^2} + \dots$$

D'une façon générale :

$$J_n(x) = \sum_{r=0}^{\infty} \frac{(-1)^r \cdot (x/2)^{n+2r}}{r! \Gamma(n+r+1)} \quad \text{avec } \Gamma(n+r+1) \equiv (n+r)!$$

- la fonction $J_n(\beta_n \frac{y}{H})$ représente la configuration de vibration du mode n .
- la fonction $A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t$ définit l'amplitude du mode de vibration, A_n et B_n , constantes d'intégration déterminées par les conditions initiales.

Remarques:

1) chaque terme de la solution donnée par l'équation (12) représente un mode de vibration propre du barrage, il y'en a autant que de degrés de liberté.

2) il est intéressant de noter que le terme $\sqrt{G/\rho}$ représente la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement, V_s , dans le barrage : $V_s = \sqrt{G/\rho}$.

3) les périodes propres de vibration d'un barrage sont directement proportionnelles à la hauteur du barrage et inversement proportionnelles à la vitesse de propagation des ondes, $T = \frac{2\pi}{\beta_n} \cdot \frac{H}{V_s}$ [s].

4) la fréquence naturelle non amortie du barrage, ω_n , pour les différents modes n peut s'écrire sous la forme :

$$\omega_n = \frac{\beta_n}{H} \cdot V_s = \frac{2\pi}{T_n} \quad [s^{-1}] \text{ ou } [rd/s]$$

5.4 Oscillations forcées - Système non amorti :

La réponse d'un barrage soumis à un mouvement terrestre horizontal aléatoire avec déplacement, $u_s(t)$, vitesse, $\dot{u}_s(t)$ et accélération, $\ddot{u}_s(t)$, peut être étudiée en considérant le mouvement terrestre comme étant zéro et la structure excitée par des forces effectives égales à la masse à n'importe quel point multiplié par les accélérations terrestres.

Donc si la base du barrage est soumise à une accélération horizontale le principe de d'Alembert s'écrit :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{G}{\rho} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{1}{Y} \frac{\partial u}{\partial y} \right] = - \frac{\partial^2 u_s}{\partial t^2} \quad (13)$$

Dans cette équation, u : est le déplacement de la profondeur y dans la direction x durant le séisme.

En utilisant les propriétés d'orthogonalité des configurations modales (c'est à dire, si on prend en considération que u est un produit de deux fonctions indépendantes, l'une fonction du temps et l'autre fonction de la position : $u = X_n(y) \cdot \varphi_n(t)$, les configurations modales forment un repère généralisé orthonormé) et le principe de superposition des modes (c'est à dire que la réponse générale de la structure est égale à la somme des réponses des modes propres pris séparément), la solution générale de l'équation (13) s'écrit :

$$u(y, t) = \sum \frac{2 \cdot J_0(\beta_n \cdot y/H)}{\omega_n \cdot \beta_n \cdot J_1(\beta_n)} \int_0^t \ddot{u}_s(t-\tau) \cdot \sin[\omega_n(t-\tau)] d\tau \quad (14)$$

Avec :

J_1 : fonction de Bessel de première espèce d'ordre 1.

$\ddot{u}_s(t)$: fonction d'accélération du sol, donnée par l'enregistrement de l'accélérogramme.

ξ : variable d'intégration.

t : durée de l'excitation.

5.5 Oscillations forcées - Système amorti :

Si des forces d'amortissement visqueuses sont introduites dans l'analyse (cas le plus général), alors la réponse amortie au mouvement terrestre aléatoire (c'est à dire, le déplacement u de la tranche située à la profondeur y en fonction du temps) se met sous la forme :

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \cdot J_0(\beta_n \cdot y/H)}{\omega_{dn} \cdot \beta_n \cdot J_1(\beta_n)} \int_0^t \ddot{u}_s(t) \cdot e^{-\gamma_n \cdot \omega_n \cdot (t-\xi)} \cdot \sin[\omega_{dn}(t-\xi)] d\xi \quad (15)$$

Dans cette équation :

$\omega_{dn} = \omega_n \sqrt{1 - \gamma_n^2}$: fréquence circulaire amortie du mode n , pour les petites valeurs de γ , $\omega_{dn} \approx \omega_n$ (exemple : $\gamma = 20\%$, $\omega_{dn} = 0,98\omega_n$).

et γ_n : amortissement du mode n , en pourcentage de l'amortissement critique.

Pour une résolution pratique de l'équation (15), il est commode de

poser :
$$\phi(\gamma) = \frac{2 \cdot J_0(\beta_n \cdot y/H)}{\beta_n \cdot J_1(\beta_n)} \quad (16)$$

$$\text{et } v_n(t) = \int_0^t \ddot{u}_s(\tau) e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \sin[\omega_n (t-\tau)] d\tau \quad (17)$$

On a ainsi :

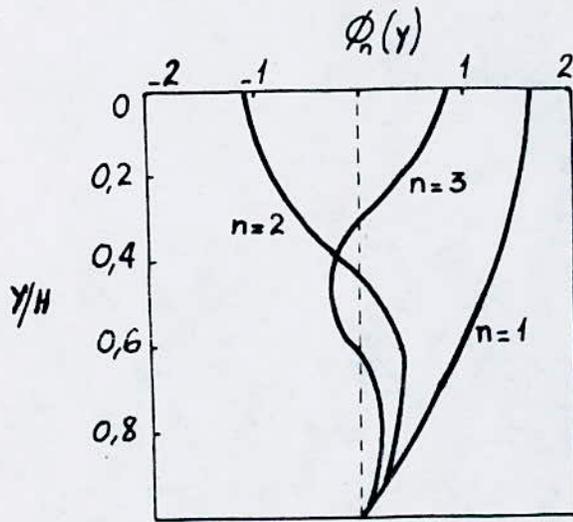
$$u_n(\gamma, t) = \phi_n(\gamma) \cdot \frac{1}{\omega_n} v_n(t) \quad (18)$$

Il est important de noter que :

1. La fréquence naturelle ω_n , pour tout mode n , peut être aisément calculée, par la hauteur du barrage H , le module de cisaillement G , la densité massique ρ et la valeur fixe de β_n applicable à ce mode.

2. L'intégrale $v_n(t)$ dans l'équation (17) est appelée intégrale de Duhamel ou convolution, sa valeur qui possède les unités de la vitesse, dépend de quatre paramètres, à savoir : les caractéristiques du mouvement terrestre, $\ddot{u}_s(t)$, la fraction d'amortissement critique, ξ_n , la fréquence naturelle, ω_n et le temps t , quelque soit γ , u_n est maximum lorsque $v_n(t)$ est maximum, cette valeur maximum $|v_n(t)|_{\max}$ est appelée vitesse spectrale S_v .

3. Le terme $\phi_n(\gamma)$ est une fonction à deux paramètres seulement β_n et γ/H , puisque pour tout mode n donné, la valeur de β_n est fixe, le terme $\phi_n(\gamma)$ peut être tracé d'une façon concluante comme fonction de γ/H pour les différentes valeurs de n (Fig. A). La valeur $\phi_n(\gamma)$ exprime en fait la participation modale dans la réponse du barrage.



- Fig. A - D'après Esleva et Rosenbluath 1962.

Enfin, le déplacement u de la profondeur y en fonction du temps se met sous la forme simplifiée :

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} u_n(y, t) \quad (19)$$

6. VERIFICATION DE LA STABILITE DES TALUS

La figure 3 représente le talus ACB, dont on étudie la stabilité, on suppose que la rupture du massif va se produire le long d'un arc de cercle de centre O et de rayon $OA = R$, les forces qui agissent sur cette zone sont: - le poids W des terres.

- la force d'inertie (Force sismique) F_i définie comme étant le produit du coefficient sismique k par le poids W .

Mais comme on a assimilé le barrage à un empilement de couches horizontales infiniment minces, le poids dw qui sera pris en considération est celui de cette tranche et par conséquent la force d'inertie correspondante sera le produit du coefficient sismique $k(\gamma, t)$ relatif à la profondeur γ considérée, multiplié par le poids élémentaire dw .

6.1 Calcul des forces d'inertie :

Pour vérifier la stabilité des pentes des talus du barrage, nous avons besoin des forces d'inertie, proportionnelles à l'accélération absolue au niveau correspondant.

l'accélération absolue ou totale $\ddot{x}(\gamma, t)$ agissant sur le barrage à tout moment t , est donné pour chaque niveau γ par :

$$\ddot{x}(\gamma, t) = \ddot{u}(\gamma, t) + \ddot{u}_s(t) \quad (20)$$

$\ddot{x}(\gamma, t)$ peut être facilement déterminé à partir des valeurs de $u(\gamma, t)$ exprimé par l'équation (15) et les valeurs connues de

l'accélération du sol.

Dans le cas simple sans amortissement ($\gamma=0$), on peut démontrer à partir de l'équation (13), que les contributions modales des accélérations absolues sont données par :

$$\ddot{x}_n(\gamma, t) = \omega_n^2 \cdot u_n(\gamma, t) \quad (21)$$

* Démonstration de l'équation 21 :

On sait que pour calculer le déplacement relatif de l'oscillateur, il faut résoudre l'équation du mouvement vue précédemment :

$$\ddot{u} + 2\omega_n \gamma \dot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_s(t)$$

Dans le cas simple sans amortissement ($\gamma=0$) :

$$\ddot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_s(t) \quad (*)$$

La solution de l'équation (*) s'écrit :

$$u(t, \omega_n) = -\frac{1}{\omega_n} \int_0^t \ddot{u}_s(\xi) \cdot \sin[\omega_n \cdot (t - \xi)] d\xi$$

En dérivant l'expression (règle de l'Hôpital), on obtient :

$$\dot{x}(t, \omega_n) = -\int_0^t \ddot{u}_s(\xi) \cdot \cos[\omega_n \cdot (t - \xi)] d\xi$$

$$\ddot{x}_n = \ddot{u} + \ddot{u}_s(t) = \omega_n \int_0^t \alpha(\xi) \cdot \sin[\omega_n(t - \xi)] d\xi = -\omega_n \cdot u_n(t)$$

On constate donc qu'il y'a une relation simple entre l'accélération absolue et le déplacement : $\ddot{x}_n = -\omega_n \cdot u_n(t)$

en la forme du spectre de réponse : $S_a = \omega_n^2 \cdot S_d$

S_a : spectre d'accélération et S_d : spectre de déplacement.

Dans le cas d'un système amorti, l'équation (21) est une bonne approximation de l'accélération absolue pour les petites valeurs

de γ .

Ainsi à partir de l'équation (15), en supposant que $\omega_{dn} \approx \omega_n$, l'accélération absolue à tout niveau γ , dans le barrage au temps t , est exprimée par :

$$\ddot{x}(\gamma, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \cdot \omega_n}{\beta_n} \cdot \frac{J_0(\beta_n \cdot \gamma/H)}{J_1(\beta_n)} \int_0^t \ddot{u}_s(\xi) \cdot e^{-\gamma_n \cdot \omega_n \cdot (t-\xi)} \cdot \sin[\omega_n (t-\xi)] d\xi. \quad (22-a)$$

Bien que cette équation semble peu facile, son utilisation peut considérablement simplifiée si elle est réécrite sous la forme :

$$\ddot{x}(\gamma, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \ddot{x}_n(\gamma, t) \quad (22-b)$$

Dans cette équation :

$$\ddot{x}_n(\gamma, t) = \omega_n \cdot \phi_n(\gamma) \cdot v_n(t) \quad (23)$$

$$\text{et } \omega_n = \frac{\beta_n}{H} \cdot \sqrt{G/\rho}$$

$\phi_n(\gamma)$: la configuration qui représente la distribution de la réponse du mode n , le long de la verticale du barrage (équation (16)).

$v_n(t)$: amplitude du mode n (équation (17)).

Bien que les accélérations absolues pour chaque mode n variant en fonction du temps, comme le démontre l'équation (23), le seul terme impliquant le temps est l'intégrale de Duhamel $v_n(t)$. Ainsi l'accélération absolue pour chaque mode n sera maximum lorsque la valeur de cette intégrale, pour les

valeurs particulières de ω_n et γ_n applicable pour ce mode, est maximum.

Et au lieu de calculer pour chaque mode n l'accélération absolue maximum à partir du produit:

$$[\ddot{x}_n(\gamma, t)]_{\max} = \omega_n \cdot \phi_n(\gamma) \cdot [v_n(t)]_{\max} \quad (24)$$

Il est plus commode de déterminer directement la valeur du produit $\omega_n \cdot S_v$, ces valeurs sont appelées accélération Spectrale A ,

$$\text{ou} \quad A = \text{Max}[\omega_n \cdot v_n(t)]$$

l'accélération spectrale A , représente l'accélération maximale probable de la zone considérée (zone où le barrage sera construit).

l'accélération maximum pour chaque mode de vibration peut être déterminée par :

$$[\ddot{x}_n(\gamma, t)]_{\max} = \phi_n(\gamma) \cdot A \quad (25)$$

Cette valeur maximum de l'accélération pour le mode n est obtenue en amplifiant les valeurs de ϕ_n (Fig. 5.) par l'accélération spectrale correspondante à la fréquence de ce mode conformément à l'équation (25).

En général, seuls contribuent de façon significative à l'accélération totale du barrage pendant un séisme intense, les quatre premiers modes, du fait que pour la majeure partie des barrages en terre et en enrochement, les ondes sismiques ont leurs fréquences dans l'intervalle de ces modes.

l'accélération maximale dans toute la structure est donnée par:

$$[\ddot{x}(\gamma, t)]_{\max} = \sum_{n=1}^{\infty} [\ddot{x}_n(\gamma, t)]_{\max} = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(\gamma) \cdot A \quad (26)$$

Cette valeur de l'accélération maximale (équation (26)) n'est malheureusement qu'une valeur conservatrice, car, d'une manière générale, pour chaque mode n , les accélérations maximums au niveau γ , se produisent à des moments différents, et une superposition directe des valeurs maximums devient de ce fait non valable. La valeur correcte s'écrit:

$$[\ddot{x}(\gamma, t)]_{\max} = \sqrt{\sum_{n=1}^{\infty} [\phi_n(\gamma) \cdot A]^2} \quad (27)$$

Pour la distribution de l'accélération déterminée (équation (27)), les forces d'inertie dynamiques peuvent être calculées pour tout élément de poids Δw , par l'équation:

$$\Delta F_i(\gamma, t) = \frac{\Delta w}{g} \cdot \ddot{x}_a(\gamma, t) \quad (28)$$

$\Delta F_i(\gamma, t)$: force d'inertie pour un élément différentiel de poids Δw à une profondeur γ .

6.2 Détermination du coefficient sismique correspondant à chaque mode:

La force d'inertie maximum développée sur la masse Δw , à la profondeur γ durant le séisme s'exprime par le produit du coefficient sismique et le poids de la tranche considérée:

$$\Delta F_i(\gamma, t) = k(\gamma, t) \cdot \Delta w$$

$$\text{D'où} \quad k(\gamma, t) = \frac{\Delta F_i(\gamma, t)}{\Delta w} = \frac{1}{g} \cdot \ddot{x}(\gamma, t) \quad (29)$$

Les valeurs appropriées de $k(\gamma, t)$ peuvent être facilement obtenues une fois que les valeurs des accélérations auraient été calculé (équations (22) et (23)).

Il s'ensuit que le coefficient sismique maximum pour le mode n sera:

$$k_n(\gamma, t) = \frac{1}{g} \cdot \phi_n(\gamma) \cdot A \quad (30)$$

6.3 Estimation du coefficient sismique global :

Plusieurs solutions ont été proposées pour l'estimation de la distribution maximum du coefficient sismique agissant à tout instant pendant le seisme et bien que ces solutions soient utilisables, les seules suggestions spécifiques pour leur utilisation dans la conception ont été faite par Ambraseys, qui a proposé que les forces latérales agissant sur un barrage durant un seisme soient exprimées par une force statique, la grandeur étant déterminée par un coefficient sismique évalué par l'une des méthodes suivantes:

a/ Le coefficient sismique à toute profondeur γ doit être égale à la racine carrée de la somme des carrés des coefficients sismiques pour la réponse maximum dans les quatre premiers modes, soit :

$$k(\gamma) = \sqrt{\sum_{n=1}^4 [k_n(\gamma)]^2} \quad (31)$$

b/ Le coefficient sismique à toute profondeur γ doit être pris à la valeur maximum, à cette profondeur pour l'une ou l'autre des

distributions modales :

$$k(\gamma) = [k_n(\gamma)]_{\max} \quad (32)$$

Des reconnaissances similaires ont par la suite été conseillées par Krishna. L'application de ces approches (équations (31) et (32)) utilisent les valeurs de $k(\gamma)$ calculées par les équations (30) et (22-a) qui démontre que la distribution du coefficient sismique varie de la valeur maximum à la crête du barrage jusqu'à zéro à la base du barrage.

6.4 Conception du coefficient sismique - Etablissement des diagrammes:

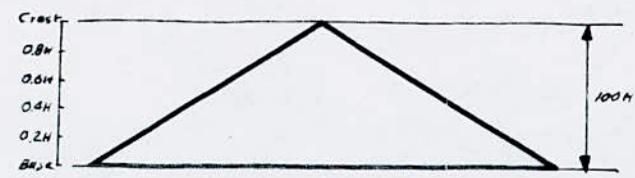
L'utilisation pratique de l'équation (29) :

$$k(\gamma, t) = \frac{1}{g} \ddot{x}(\gamma, t)$$

Sous forme de diagramme nécessite une analyse de la variation de l'accélération absolue $\ddot{x}(\gamma, t)$ en fonction du temps.

Une telle analyse faite sur un barrage de 100 pieds (~ 30 m), présentant un module de cisaillement $G = 4 \cdot 10^8$ [Kg/cm²], un coefficient d'amortissement de 0,2 pour chaque mode de vibration et une densité $\rho = 130$ [Kg/m³] soumis à la composante nord-sud des accélérations terrestres pour le séisme d'EL-CENTRO (8 Mai 1940) a donné les résultats présentés à la figure 5. On remarque que la distribution de l'accélération absolue varie considérablement, s'échelonnant à partir d'une distribution tout à fait uniforme jusqu'à une distribution presque triangulaire, on remarque aussi que

Distribution de l'accélération \ddot{a} des intervalles de 0,1 seconde pour un barrage d'une hauteur de 30m
 Soumis au seisme d'El Centro.



$$G = 4 \cdot 10^8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 0,2$$

33

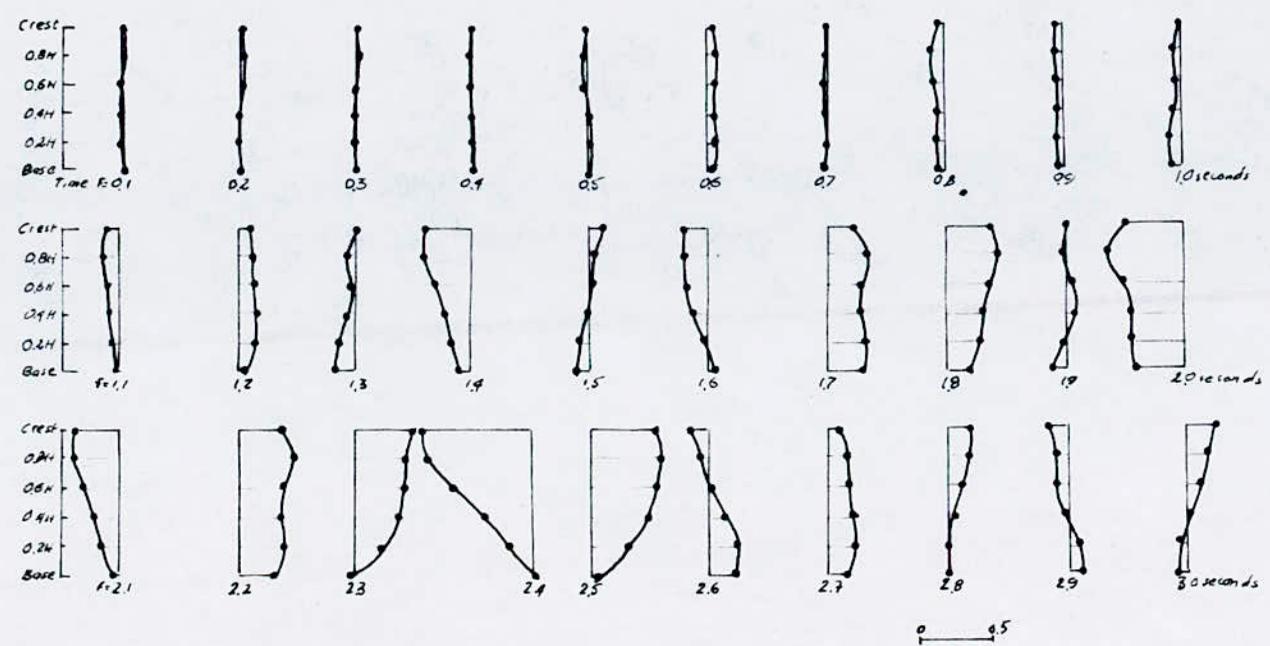


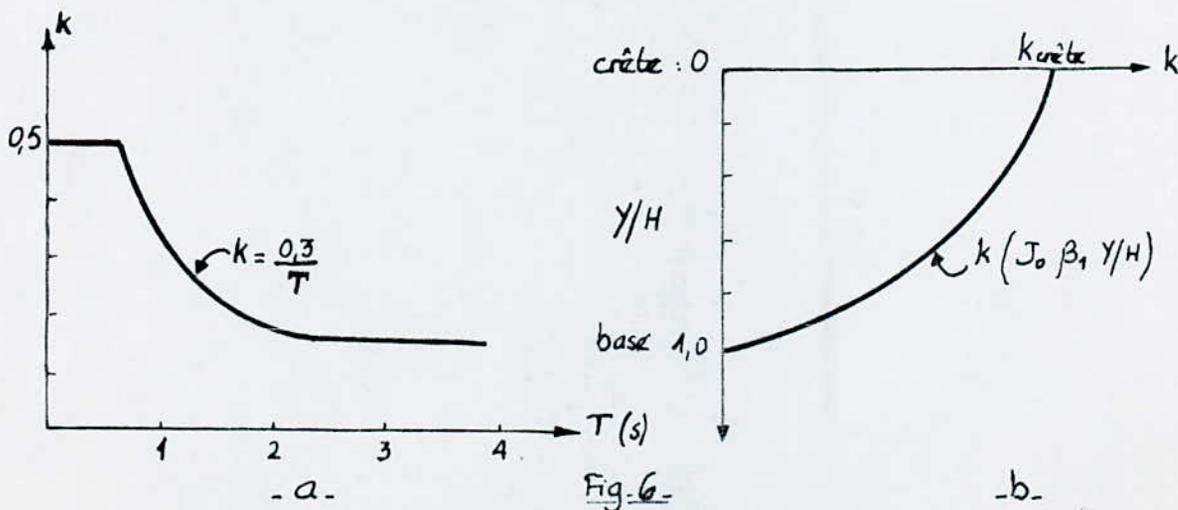
Fig. 5.

l'accélération change de direction et de signe le long de la hauteur du barrage (cependant pour des barrages plus long il est possible que les accélérations changent de signe plusieurs fois le long de la hauteur du barrage à une période donnée de ce temps).

La résolution de l'équation (22-a) :

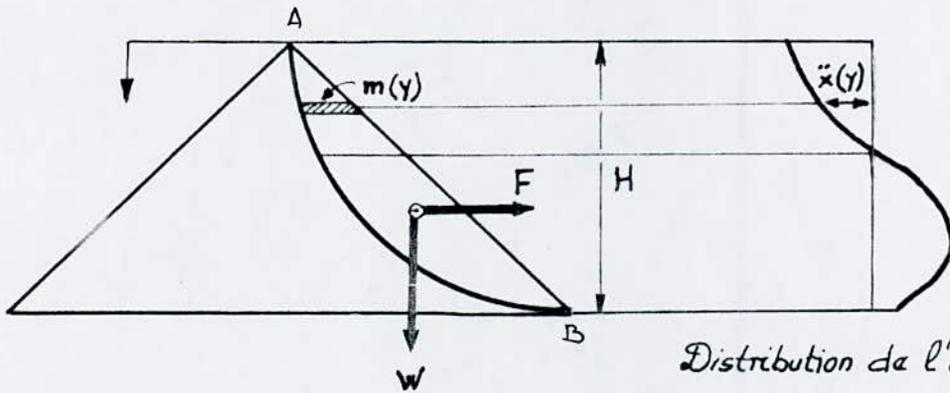
$$\ddot{x}(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} 2 \cdot \omega_n \cdot \frac{J_0(\beta_n \cdot Y/H)}{\beta_n \cdot J_1(\beta_n)} \int_0^t \ddot{u}_s(t) \cdot e^{-\gamma_n \cdot \omega_n \cdot (t-\xi)} \cdot \sin[\omega_n(t-\xi)] d\xi$$

à l'aide de l'ordinateur a permis de confirmer les résultats et les critiques décrites ci dessus (voir tableau n° 1) et il s'ensuit que l'utilisation de l'équation (29) pour une représentation graphique de k n'est pas commode et pour résoudre ce problème Hatnaka propose une méthode pratique en supposant que le coefficient sismique k , est donné par une relation qui est fonction uniquement de la période fondamentale de vibration T , de même il admet que la répartition de k , suivant la hauteur du barrage est celle du premier mode fondamental (Fig. 6)



* Concept du coefficient sismique moyen: Ayant obtenu la distribution de l'accélération en fonction du temps sur la hauteur d'une digue donnée, il est possible d'évaluer la force latérale agissant sur toute masse de glissement potentiel à tout instant durant un séisme. En nous référant à la figure-7, ci-dessous, la force latérale totale agissant sur la masse sujette au glissement liée par l'arc AB à tout instant particulier est donnée par :

$$F = \sum m(\gamma) \cdot \ddot{x}(\gamma) \quad (33)$$



Distribution de l'accélération à $t = t_{\text{considéré}}$

Fig. 7. Le concept du coefficient sismique moyen.

ou $m(\gamma)$: la masse d'une portion croissante de la masse limitée par le cercle de glissement.

$\ddot{x}(\gamma)$: l'accélération absolue correspondant à la portion $m(\gamma)$ à l'instant considéré.

Cette force latérale F , agissant à cet instant peut être alternativement exprimée par un coefficient sismique moyen k_m , ou

$$F = k_m \cdot w \quad (34)$$

w : le poids de la masse de glissement.

Ainsi à cet instant particulier pris en considération :

$$k_m(t) = \frac{F}{w} = \frac{1}{w} \sum m(\gamma) \cdot \ddot{x}(\gamma, t) \quad (35)$$

De façon similaire, la valeur de k_m peut être obtenue pour d'autres périodes de temps et les valeurs résultantes tracées en fonction du temps donnent la variation complète du coefficient sismique, agissant sur la masse de glissement en fonction de la période.

L'évaluation de telles valeurs moyennes du coefficient sismique, élimine la nécessité de considérer la nature complexe des distributions de l'accélération sur toute la hauteur du barrage mais cependant un autre problème se pose, car en raison de la nature irrégulière des distributions de l'accélération il n'est pas juste de faire simplement la moyenne de la distribution de l'accélération seule, en considérant la distribution particulière représentée à la figure-7., on peut remarquer ceci :

Alors que la valeur de $k(\gamma)$ est proche de zéro (à la base du barrage), la force latérale $k_m \cdot w$, agissant sur la masse de glissement potentielle, peut être considérable parce que la distribution inférieure de $k(\gamma)$ agit sur une proportion plus grande de la masse de glissement que la distribution supérieure. D'où, pour calculer des valeurs moyennes du coefficient sismique, il est nécessaire de spécifier.

les limites de la masse de glissement engagée. En théorie, ceci nous conduirait à une valeur différente de k_m pour chaque limite de la masse sujette au glissement à tout instant de la période.

Pour éliminer cette complication, on suppose que la masse de glissement potentielle peut être représentée avec une précision satisfaisante par un coin triangulaire (Fig- 8)

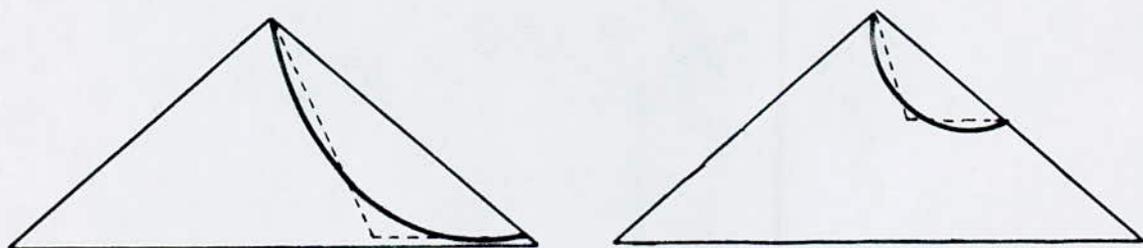


Fig- 8. Idéalisation en coin de la masse de glissement potentielle.

Cette approche permet également un calcul direct du coefficient sismique moyen agissant sur toute la profondeur y (sans avoir recours à un procédé de sommation comme pour l'équation (33)). Ceci est accompli par l'évaluation de la force de cisaillement S , provoquée par le mouvement du sol agissant à la base du coin à la profondeur y et en divisant cette force par la masse du coin au dessus, on obtient l'accélération absolue moyenne équivalente qui par multiplication par $\frac{1}{g}$ permet d'obtenir le coefficient moyen à tout instant considéré.

Remarque : A cause des accélérations supposées être constantes le long de tout plan horizontal, le coefficient sismique géométrique moyen sera le même pour tous les coins ayant la même élévation de leur base, indépendamment du pendage de la limite inclinée du coin. Ainsi le coefficient sismique moyen pour tous les coins ayant la même élévation de base peut être déterminé en évaluant la valeur moyenne pour un coin s'étendant du sommet de la digue et ayant une limite verticale qui coïncide avec l'axe de la digue.

Une définition du coefficient sismique moyen à partir de la force de cisaillement (agissant sur la base du coin engagé) engendré par les accélérations qui se manifeste sur la masse du dessus, mène fatalement aux mêmes résultats que la procédure de mise en moyenne directe (cas de l'équation (33)).

Pour calculer la force de cisaillement sur la base de tout coin, il est d'abord nécessaire de déterminer la distribution de la contrainte de cisaillement et la tension de cisaillement à travers la hauteur de la digue. A partir des équations (15) et (17) le déplacement de la digue à une profondeur quelconque y , sous la crête est exprimé par :

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \cdot J_0(\beta_n \cdot y/H)}{\omega_n \cdot \beta_n \cdot J_1(\beta_n)} \cdot V_n(t)$$

la distribution de l'effort de cisaillement est obtenue en différenciant cette expression par rapport à la profondeur y ; en ayant effectué tous les calculs.

on obtient :

$$\frac{\partial u}{\partial \gamma}(\gamma, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \cdot J_1(\beta_n \cdot \gamma / H)}{H \cdot \omega_n \cdot J_1(\beta_n)} \cdot v_n(t) \quad (36)$$

Par conséquent la distribution de la tension de cisaillement $\mathcal{E}(\gamma, t)$, sera exprimée par :

$$\mathcal{E}(\gamma, t) = G \cdot \frac{\partial u}{\partial \gamma}(\gamma, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \cdot G \cdot J_1(\beta_n \cdot \gamma / H)}{H \cdot \omega_n \cdot J_1(\beta_n)} \cdot v_n(t) \quad (37)$$

D'où, la force de cisaillement agissant sur la base d'un coin à glissement potentiel s'étendant à la profondeur γ et avec une largeur à la base $b(\gamma)$ devient :

$$F(\gamma, t) = \mathcal{E}(\gamma, t) \cdot b(\gamma) \quad (38)$$

L'accélération moyenne équivalente $\ddot{x}(t)_m$ qui devrait agir sur le coin pour produire cette même force est déterminée par la relation :

$$F(\gamma, t) = (\text{masse du coin}) \cdot \ddot{x}(t)_m = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \gamma \cdot b(\gamma) \cdot \gamma \right) \cdot \ddot{x}(t)_m \quad (39)$$

Ainsi :

$$\ddot{x}(t)_m = \frac{2 \cdot F(\gamma, t)}{\rho \cdot \gamma \cdot b(\gamma)} \quad (40)$$

La substitution à partir des équations (35) et (36) mène à :

$$\ddot{x}(t)_m = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4 \cdot G \cdot J_1(\beta_n \cdot \gamma / H)}{\rho \cdot H \cdot \omega_n \cdot \gamma \cdot J_1(\beta_n)} \cdot v_n(t)$$

$$\ddot{x}(t)_m = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4 \cdot v_s \cdot J_1(\beta_n \cdot \gamma / H)}{g \cdot \gamma \cdot \beta_n \cdot J_1(\beta_n)} \cdot v_n(t)$$

Parce que : $\omega_n = \beta_n / H \cdot v_s$ et $v_s = \sqrt{G/\rho}$

En fonction de l'équation (38) le coefficient sismique moyen s'écrit :

$$k_m(t) \int_0^Y = \frac{1}{g} \cdot \bar{x}(t)_m = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4 \cdot v_s \cdot J_1(\beta_n \cdot Y/H)}{g \cdot \gamma \cdot \beta_n \cdot J_1(\beta_n)} \cdot v_n(t) \quad (41)$$

A partir de cette équation on peut déduire que le coefficient sismique géométrique moyen est une fonction de ξ, β, v_s et γ c'est à dire fonction de deux paramètres prédominants, la période fondamentale de vibration T et les caractéristiques du barrage à savoir la profondeur du coin, engagé γ et les caractéristiques du matériau du barrage qui interviennent dans l'expression de l'onde de cisaillement v_s , définie par : $v_s = \sqrt{G/\rho}$

1° Influence des propriétés des matériaux constitutifs du barrage et de sa hauteur sur la réponse sismique - Variation du coefficient sismique maximum probable en fonction de la profondeur du coin engagé :

Il est nécessaire d'être en mesure d'évaluer les caractéristiques pertinentes des matériaux utilisés, comme le module de cisaillement (G), ou la vitesse de propagation d'onde (v_s) et le facteur d'amortissement (ξ), car ces valeurs procurent un guide à l'échelle des valeurs qui seront probablement rencontrés dans la pratique.

La théorie exposée est basée sur l'hypothèse d'un module de cisaillement uniforme sur la digue. Les digues construites à partir d'un composé de terre tassée constituée de matières cohésives dans la nature (Exemple : remblai hydraulique, matière alluviale avec une liaison

argileuse, ... etc), peuvent, comme une approximation, être supposées conformes aux conditions postulées dans cette approche.

Les informations sur la grandeur du module de cisaillement ou de la vitesse de l'onde de cisaillement et du coefficient d'amortissement dans de telles matières sont essentiellement les résultats de test sismique ou de vibration forcé sur des barrages existants.

Pour illustrer l'influence des propriétés des matériaux et de la hauteur du barrage sur les coefficients sismiques moyens, opératifs sur des parties différentes d'un barrage, des calculs ont été effectués pour trois hauteurs de barrage (30 m, 100 m et 200 m) et pour des matières représentant la gamme extrême des sols avec des vitesses d'ondes de cisaillement égales à 100 m/s et 300 m/s.

En usant de l'équation (39) et en imposant les quatre modes de vibration avec le facteur d'amortissement égale à 20% de l'amortissement critique pour chaque mode, l'histoire du coefficient sismique moyen en fonction du temps a été déterminé pour des mouvements du sol correspondant au séisme d'EL-CENTRO (composante d'accélération N-S).

Les valeurs de $k(t)_m$ furent calculées pour des coins de glissement potentiels situés sur le quart supérieur de la hauteur, la moitié supérieure, les trois quarts supérieurs et la hauteur complète du barrage.

Pour chacune des variations du coefficient sismique calculé à partir de l'équation (39), une série de coefficients sismiques maximums obtenues.

par application de l'équation (32) : $K(\gamma) = [K_n(\gamma)]_{\max}$ et en conséquence une série de forces sismiques équivalentes fut évaluée est les résultats sont résumés au tableau N° 2.

Remarque: pour chaque hauteur du barrage et des caractéristiques des matériaux, une évaluation du nombre des cycles de force et de la fréquence prédominante de ces cycles de force importants a été aussi présenté.

Les valeurs du coefficient sismiques maximum probable $k(\gamma)$, opérationnel sur des sections différentes d'une digue sont tracés en fonction de la hauteur de la digue à la figure(10).

* la figure (10.a) pour des matériaux ayant une vitesse de propagation d'onde de cisaillement de $V_s = 100$ (m/s).

* la figure (10.b) pour des matériaux avec $V_s = 300$ (m/s).

Dans tous les cas, la valeur du coefficient sismique maximum probable augmente considérablement avec l'accroissement de la profondeur de la masse potentielle de glissement dans la section de la digue.

C'est un résultat particulièrement important parce qu'il provoquera souvent un changement marqué dans la position de la surface de glissement critique.

Si le même coefficient sismique pour toutes les masses de glissement est utilisé, la surface la plus critique s'étendra généralement à la base de la digue, cependant si des valeurs élevées du coefficient sismique sont utilisées pour chaque masse sujette au glissement, la surface critique sera souvent

- TABLEAU N° 2 -

Hauteur du barrage en (m)	vitesse de l'onde de cisaillement (m/s)	Nombre de cycles de force importants	fréquence prédominante des cycles de force	Coefficient sismique maximum probable opérationnel sur les différentes parties du barrage				Période fondamentale du barrage [s]
				quart supérieur	moitié supérieure	trois quart supérieur	hauteur complète	
30	100	10	1,25	0,35	0,30	0,22	0,15	0,87
100		5	0,4	0,20	0,15	0,10	0,08	2,61
200		3	0,3	0,10	0,07	0,04	0,03	5,22
30	300	15	3,3	0,40	0,35	0,30	0,25	0,26
100		12	1,25	0,36	0,28	0,22	0,16	0,78
200		7	0,7	0,24	0,16	0,11	0,08	1,57

bien au dessus de la base.

Les figures (10-a) et (10-b) montrent également qu'en général, la magnitude du coefficient sismique maximum, pour les masses de glissement, sur une section quelconque, décroît avec la hauteur croissante du barrage.

Enfin pour une facilité de comparaison, les valeurs d'un coefficient sismique maximum probable opérationnelles sur des masses de glissement jusqu'à la hauteur complète des barrages sont retracées à la figure (10-c) pour des vitesses d'ondes de cisaillement à travers les matériaux des barrages de $V_s = 100 \text{ m/s}$ et 300 m/s .

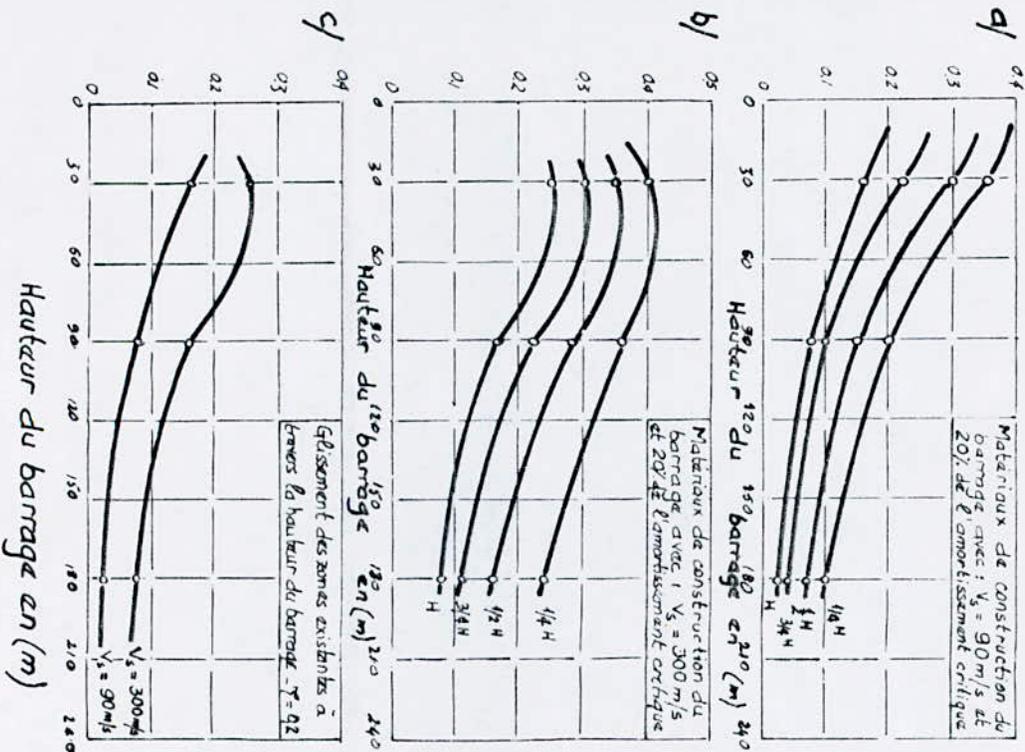
2° Variation du coefficient sismique maximum probable en fonction de la période fondamentale de vibration du barrage :

Les valeurs calculées de la période de vibration fondamentale T , définie par $T = \frac{2\pi}{\beta} \cdot \frac{H}{V_s}$ sont représentées dans le tableau-2. (pour les cas étudiés) et les valeurs du coefficient sismique maximum probable opérationnelles sur le quart supérieur et la hauteur complète d'un barrage, le nombre de cycle de force important et la fréquence prédominante des cycles de force sont tracés comme une fonction de la période fondamentale de vibration du barrage à la figure. 11.

On peut voir que lorsque les résultats sont exprimés de cette manière, ils sont représentés par des relations simples et une représentation graphique similaire pour une zone quelconque de l'Algérie s'avèrent très important pour la conception des barrages dans des zones sismiques où même pour les zones

Coefficient sismique maximum equivalent

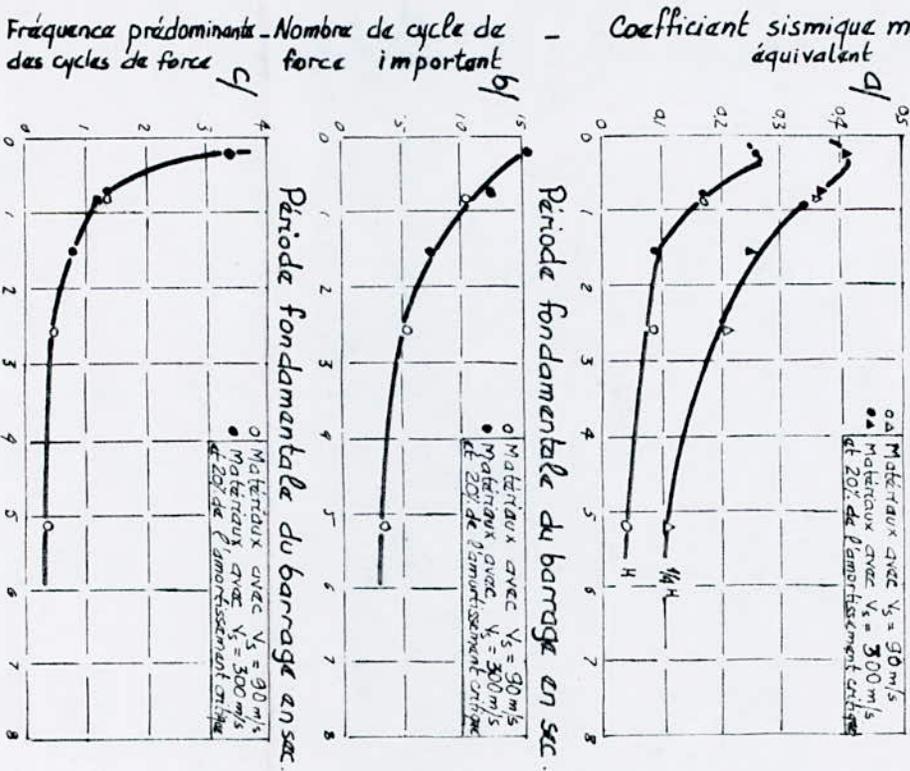
Fig. 10. Valeur du coefficient sismique maximum probable pour un barrage en terre homogène soumis au seisme d'E.E. centro (1940)



Hauteur du barrage en (m)

Coefficient sismique maximum equivalent

Fig. 11. Relation entre les séries de forces sismiques équivalentes et la période fondamentale pour un barrage en terre homogène soumis au seisme d'E.E. centro (1940)



Période fondamentale du barrage en sec.

considérées comme géologiquement stable.

6.5 Utilisation du coefficient sismique pour la vérification de la stabilité des talus :

Dans tous les cas l'évaluation de la stabilité n'est obtenue qu'à travers une méthode de calcul qui comporte des hypothèses simplificatrices et le choix de certains critères vis à vis du comportement du sol.

Pour l'utilisateur le choix est vaste en théorie mais limité par les moyens matériels dont il dispose.

Dans le cadre de cette étude la vérification se fait en deux étapes :

1) Après avoir déterminé le coefficient sismique dynamique $k(\gamma, t)$ (maximum relatif à la profondeur γ , équation (31) ou (32)), par l'analyse dynamique (visco-élastique) vue précédemment, on représente l'histoire complète des forces latérales agissant sur le barrage pendant le séisme (équation (28)).

2) On effectue ensuite le calcul de stabilité des pentes semblables à celui d'une méthode conventionnelle.

* Soit en déterminant le coefficient de sécurité correspondant à la masse de glissement potentielle.

* Soit en déterminant le niveau de déformation, les familles des courbes 11.a et 11.b seront utilisées pour déterminer les caractéristiques contrainte - déformation du matériau utilisé.

* Remarques.

1. Pression hydrodynamique:

En cas de seisme l'eau du réservoir oscille et donne lieu à une pression hydrodynamique sur le barrage. Une étude rigoureuse devrait donc inclure l'analyse du système barrage + réservoir.

Avec une analyse modale et la superposition des réponses modales maximales, une estimation de Bustariente et Flores (1966) donne:

$$\frac{P}{\gamma_w \cdot h} = S_h \cdot \sqrt{\frac{2}{3} [1 - 3(\gamma/H)^2 + 2(\gamma/H)^3]}$$

Avec :

p : pression hydrodynamique à la profondeur γ .

S_h : spectre hydrodynamique défini pour chaque mode de vibration propre par l'équation :

$$S_h^n = \left[\frac{\omega_n}{g} \int_0^t \ddot{u}_s(t-\tau) \cdot J_0(\omega_n, \tau) \cdot d\tau \right]_{\max}$$

Avec :

$\ddot{u}_s(t)$: accélération du sol ou du seisme.

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} = \frac{2 \cdot \pi \cdot a \cdot (2n-1)}{4 \cdot H} \quad \text{et } a: \text{ vitesse du son dans l'eau.}$$

En fait on peut supposer S_h^n constant pour tous les modes de vibration.

2. Les modes propres non amortis sont des modes de déformation de la structure qui en l'absence d'amortissement et de toute force excitatrice, correspondent à des efforts internes qui équilibrent exactement les forces d'inertie associées à une vibration sinusoïdale dans le temps; Ces oscillations sinusoïdales suivant les modes propres peuvent se maintenir indéfiniment.

dans la réalité il y'a toujours un certain amortissement qui atténue progressivement l'amplitude des oscillations.

3. Pour la détermination de l'accélération du sol $\ddot{u}_s(t)$ (accélération du seisme), la pratique la plus répandue actuellement, consiste à construire des accélérogrammes ajustés pour que leurs spectres reproduisent aussi exactement que possible le mouvement du sol, de tels accélérogrammes utilisent le plus souvent des expressions de la forme:

$$\ddot{u}_s(t) = a(t) \sum_k A_k \sin(\omega_k t + \phi_k)$$

ou :

- $a(t)$: est une fonction enveloppe déterministe traduisant le fait que les mouvements sismiques comportent en général une montée progressive, une « partie forte » pendant laquelle l'amplitude des vibrations est quasi-constante, et une décroissance (retour à zéro);

- les A_k sont des coefficients à déterminer;

- les pulsations ω_k et les phases ϕ_k sont choisies telles que:

$$\omega_k = \frac{2\pi}{T}, \quad T \text{ durée totale du signal.}$$

et ϕ_k : répartition uniforme des phases sur $[0, 2\pi]$ par exemple.

Là encore, l'ingénieur doit incorporer sa propre expérience, avec l'aide des géologues et des géophysiciens, pour la détermination de la plus importante histoire d'excitation de la base du barrage qui peut se produire.

7. RESOLUTION NUMERIQUE DU PROBLEME

Après avoir choisi l'accélérogramme $\ddot{u}_s(t)$ qui représente convenablement le mouvement sismique imposé, l'étude de la réponse du barrage en fonction du temps exige une intégration numérique des équations du mouvement.

Pour la résolution de ces équations, on utilise le principe de superposition des modes de vibration propres à l'aide des fonctions de Bessel.

Cette méthode est sans doute la plus simple et la plus fréquente (utilisée) pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- * la définition du mouvement sismique imposé au support sous la forme d'une accélération $\ddot{u}_s(t)$ ou sous la forme d'un spectre de réponse.

- * l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

Dans sa présentation la plus générale, elle comporte les étapes suivantes :

a/ Etablissement d'un modèle de calcul qui reproduit au mieux le comportement dynamique réel de la structure (triangle visco-élastique dans notre cas).

b/ Calcul des fréquences propres (ω_n et ω_{dn}) du modèle, ainsi que des grandeurs qui s'en suivent, une valeur du coefficient d'amortissement doit être affecté à chaque mode, soit de façon forfaitaire soit par le calcul (à partir de la matrice d'amortissement ou à partir des règles de pondération portant sur la distribution des énergies de déformation dans les différentes parties de la structure).

Comme indiqué précédemment, en pratique on se contente souvent de retenir les modes qui contribuent significativement à la réponse, c'est là encore un domaine où l'expérience et le jugement de l'ingénieur jouent un rôle important.

c/ Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales; différentes règles peuvent être adoptées, pour effectuer cette combinaison, une borne supérieure est évidemment obtenue si l'on suppose que toutes les réponses modales atteignent leur maximum en même temps et avec le même signe, cette règle dite de combinaison arithmétique est exagérément pénalisante dans la grande majorité des cas et n'est pratiquement jamais utilisable (cas de l'équation (26)); la règle communément adoptée est celle de la combinaison dite quadratique d'après laquelle le maximum probable Z d'une réponse de la structure (composante des déplacements, accélérations, contrainte, coefficient sismique, ... etc) est la racine carrée des réponses Z_n correspondant aux différents modes (règle appliquée pour les équations (27) et (31)) : $Z = \left(\sum_{n=1}^{\infty} Z_n^2 \right)^{1/2}$.

Les fonctions de Bessel bien connues depuis plus de 150 ans, sont à la base de la résolution des équations du mouvement. Les fonctions de Bessel ont été l'objet de traités fort complexes, ces importants travaux se justifient tant par l'abondance des propriétés mathématiques de ces fonctions, que par l'intérêt qu'elles présentent dans leurs applications à la physique. La première de ces applications, étudiée en 1732 par Daniel Bernoulli,

est celle des petites oscillations dans un plan vertical d'un câble pesant, la simple application de la loi fondamentale de la dynamique a conduit à une équation différentielle de la forme $\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + a \frac{\partial u}{\partial y} + by = 0$, qui représente l'équation de Bessel généralisée (avec a et b : variables réelles, entières ou complexes). La solution de première espèce d'ordre n , établie en 1824 par Bessel s'écrit :

$$J_n(x) = \sum_{p=0}^{\infty} \frac{(-1)^p \cdot (x/2)^{2p}}{p! \Gamma(n+p+1)}$$

Avec

$$\frac{1}{\Gamma(t)} = t \cdot e^{c \cdot t} \prod_{n=1}^{\infty} \left(1 + \frac{t}{n}\right) \cdot e^{-t/n} \quad \text{équation de WEIERSTRASS.}$$

c : constante d'Euler, $c = 0,5772$ et $t = (n+p+1)$

Dans le cas pratique où n est un nombre entier positif on a : $\Gamma(n+1) = n!$

Les courbes représentatives des fonctions $J_0(x)$, $J_1(x)$ et $J_2(x)$ sont tracées dans la figure - 9.

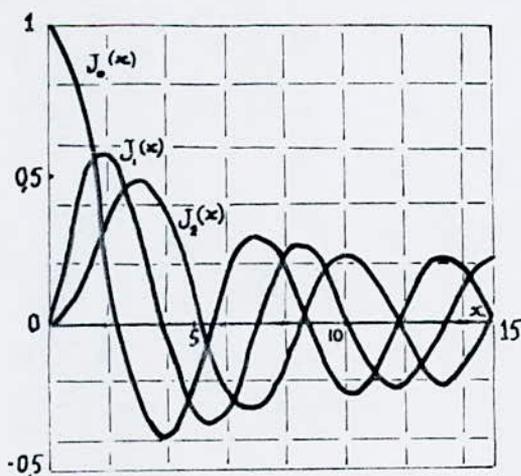


Fig. 9.

Chacune des courbes représentatives oscille autour de l'axe des x avec une amplitude qui décroît régulièrement quand x augmente, elle possède un nombre infini de zéro réel, l'écart entre deux zéros consécutifs tend rapidement vers π quand x croît. On peut aisément le vérifier dans les tableaux I, II et III où l'on a porté les valeurs de x inférieures à 15 qui annulent J_0, J_1, J_2 et celles qui rendent ces fonctions maximums ou minimums ainsi que les valeurs correspondantes de J_0, J_1 et J_2 .

Les valeurs qui annulent la fonction de Bessel J_0 sont les valeurs de β_n attribués à chaque mode.

Tableau I :

x	0	β_1 2,4048	3,8317	β_2 5,5200	7,0156	β_3 8,6537	10,1735	β_4 11,7915	13,3237	β_5 14,9309
J_0	1	0	-0,4027	0	0,3001	0	-0,2497	0	0,2184	0

Tableau II :

x	0	1,84	3,83	5,33	7,01	8,53	10,17	11,71	13,32	14,86
J_1	0	0,5819	0	-0,3461	0	0,2732	0	-0,2338	0	0,2070

Tableau III :

x	0	3,20	5,13	7,80	8,42	10,0	11,6	13,1	14,8
J_2	0	0,48	0	-0,31	0	0,26	0	-0,22	0

* Pour la résolution numérique des intégrales plusieurs méthodes ont été proposées, on peut citer à titre d'exemple, la méthode de Gauss, la méthode de Gombar, la méthode des trapèzes et la méthode de Simpson. Vu la simplicité et la précision de la méthode de Simpson, elle a été recommandée pour la résolution de l'intégrale de DUHAMEL, elle consiste à remplacer sur chaque sous-intervalle $[z_p, z_{p+1}]$ de l'intervalle de définition $[a, b]$, la fonction F par un arc de parabole.

On pose : $h = \frac{b-a}{p}$ où p : nombre des sous-intervalles ($p \geq 100$ pour une bonne précision).

et $z(p) = a + (p-1) \cdot h$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } p \text{ est pair : } z_1 = \sum z \text{ pair} \\ \text{Si } p \text{ est impair : } z_2 = \sum z \text{ impair} \end{array} \right.$

On peut alors montrer que sur l'intervalle $[a, b]$ l'intégrale :

$$v = \int_a^b f(z) dz.$$

est rapprochée par : $v = \frac{h}{3} \cdot [f(a) + 4f(z_1) + 2f(z_2) + f(b)]$

* La définition de la fonction d'accélération $\ddot{u}_s(t)$ se fait à la ligne 6030 du sous-programme de calcul de l'intégrale de DUHAMEL.

8. ORGANIGRAMME DE RESOLUTION

8.1 Organigramme de calcul de la fonction de Bessel :

La fonction de Bessel de première espèce et d'ordre zéro est donnée par :

$$J_t(x) = \sum_{p=0}^{\infty} \frac{(-1)^p \cdot (x/2)^{2p}}{p! \Gamma(n+r+1)}$$

Avec $\Gamma(n+p+1) = (n+p)!$ et t : ordre de la fonction de Bessel.

Cet organigramme est donné à la fin de ce chapitre.

8.2 Organigramme de calcul de l'intégrale de Duhamel par la méthode de Simpson :

L'intégrale de Duhamel figurant dans la solution de l'équation du mouvement en système amorti s'écrit :

$$\int_A^B \ddot{u}_s(\xi) \cdot e^{-\gamma_n \omega_n (t-\xi)} \cdot \sin[\omega_n (t-\xi)] \cdot d\xi.$$

8.3 Organigramme de calcul des déplacements et du coefficient sismique :

Le déplacement et le coefficient sismique de chaque tranchée à la profon-

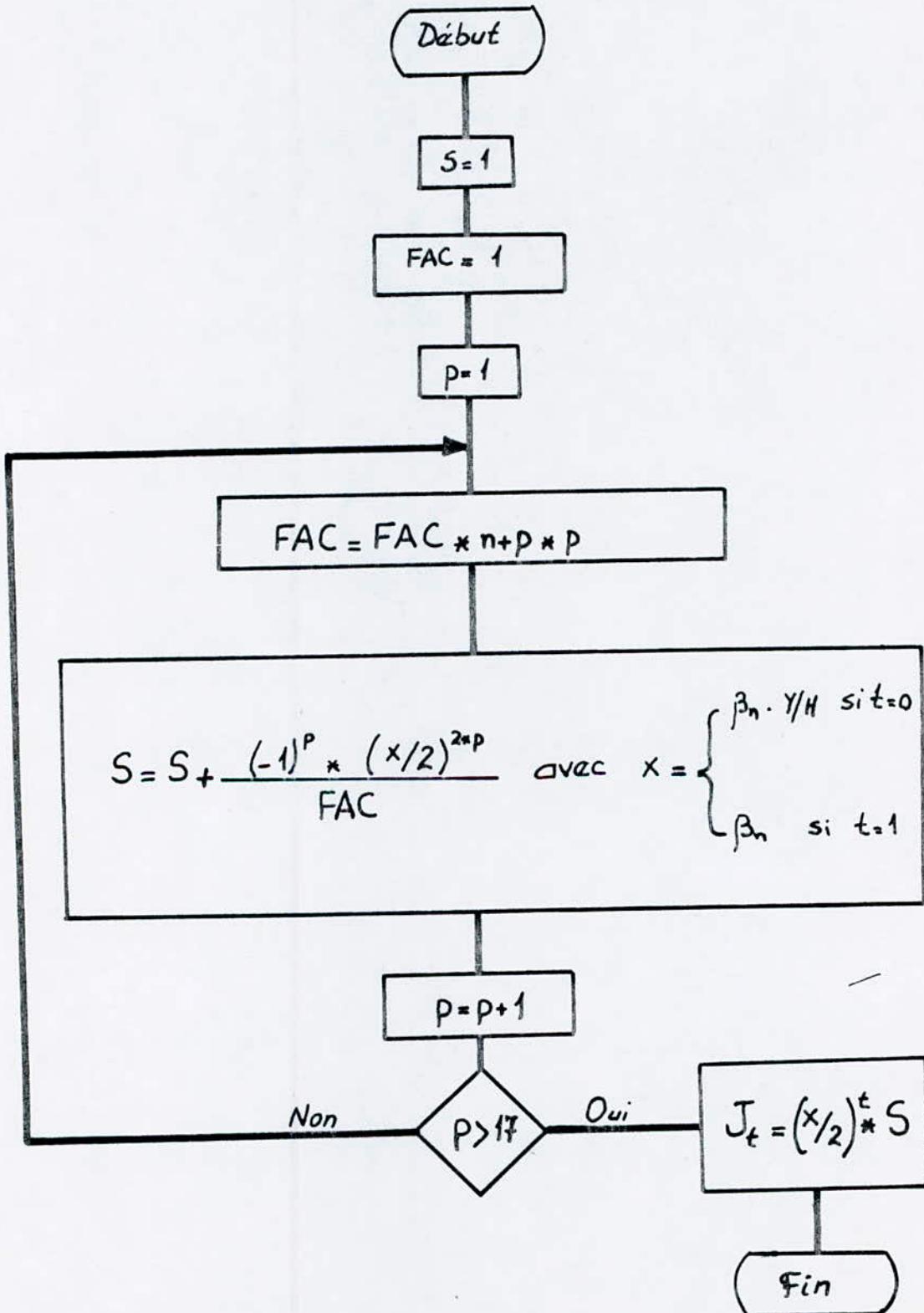
-deur y sont respectivement définis par : $u(y, t) = \sum \phi_n(y) \cdot \frac{v_n(t)}{\omega_n}$

$$k(y) = \sqrt{\sum_{n=1}^4 k_n(y, t)}$$

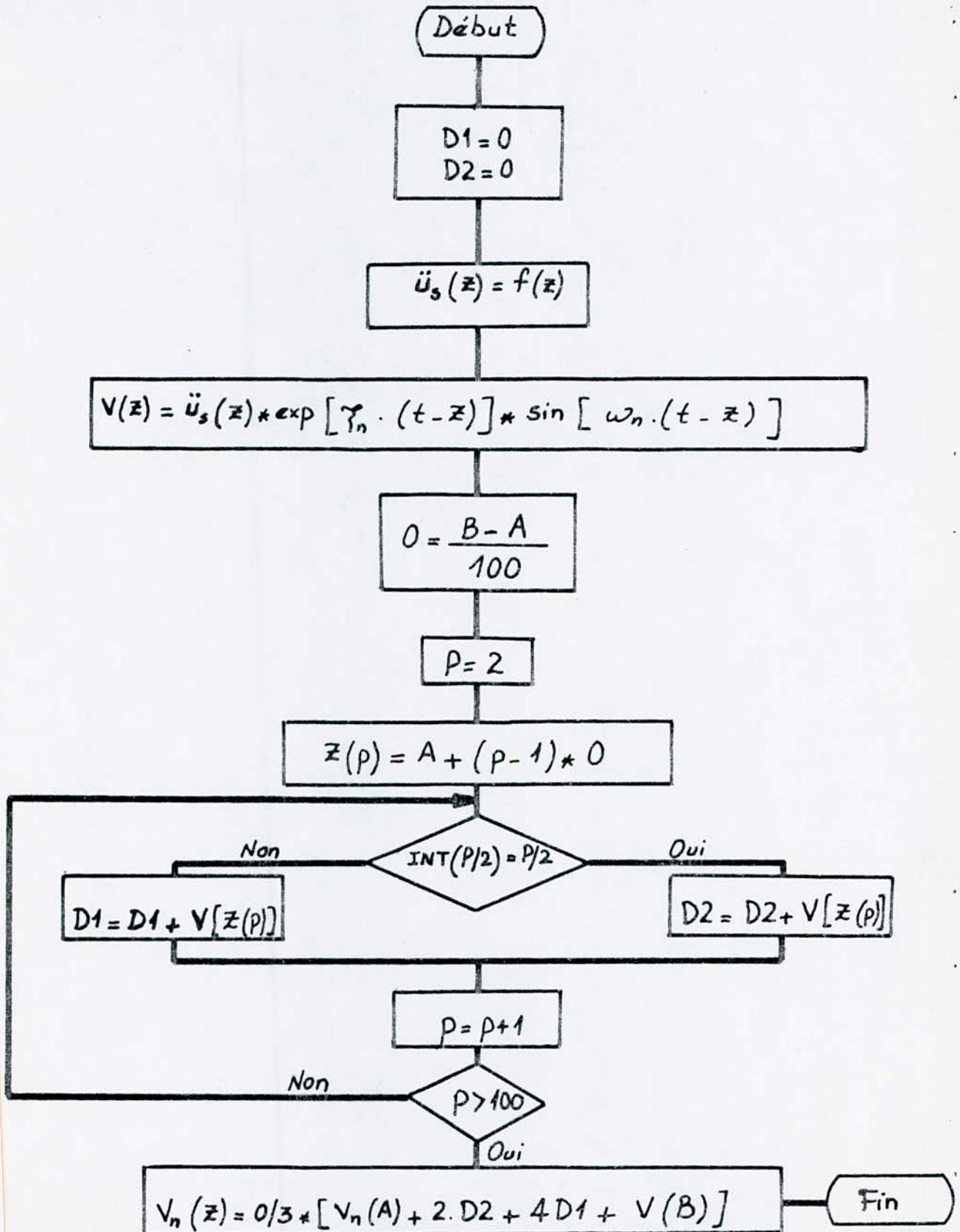
Avec

$$k_n(y, t) = \frac{1}{g} \cdot \phi_n(y, t) \cdot A$$

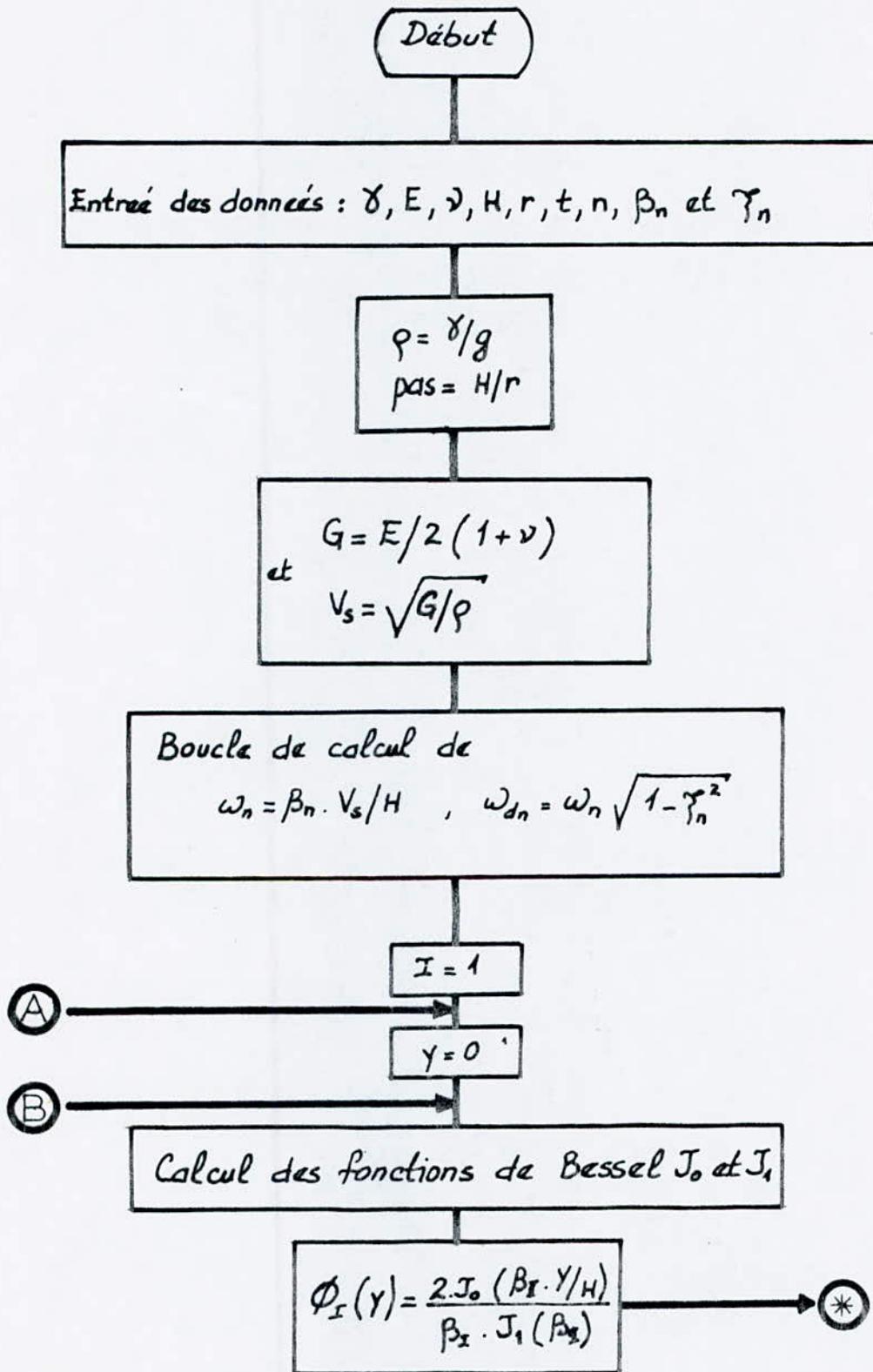
fonction de BESSEL

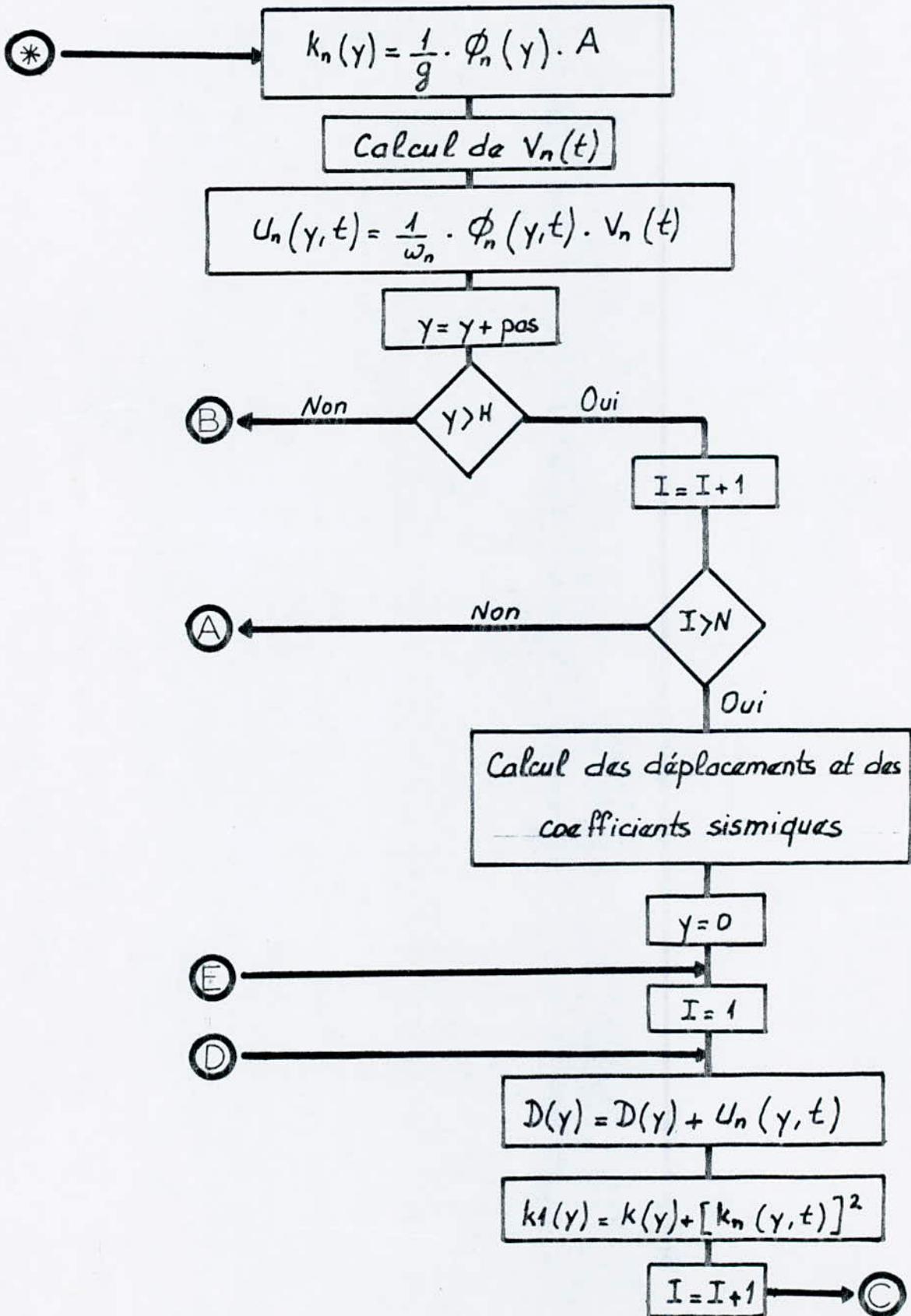


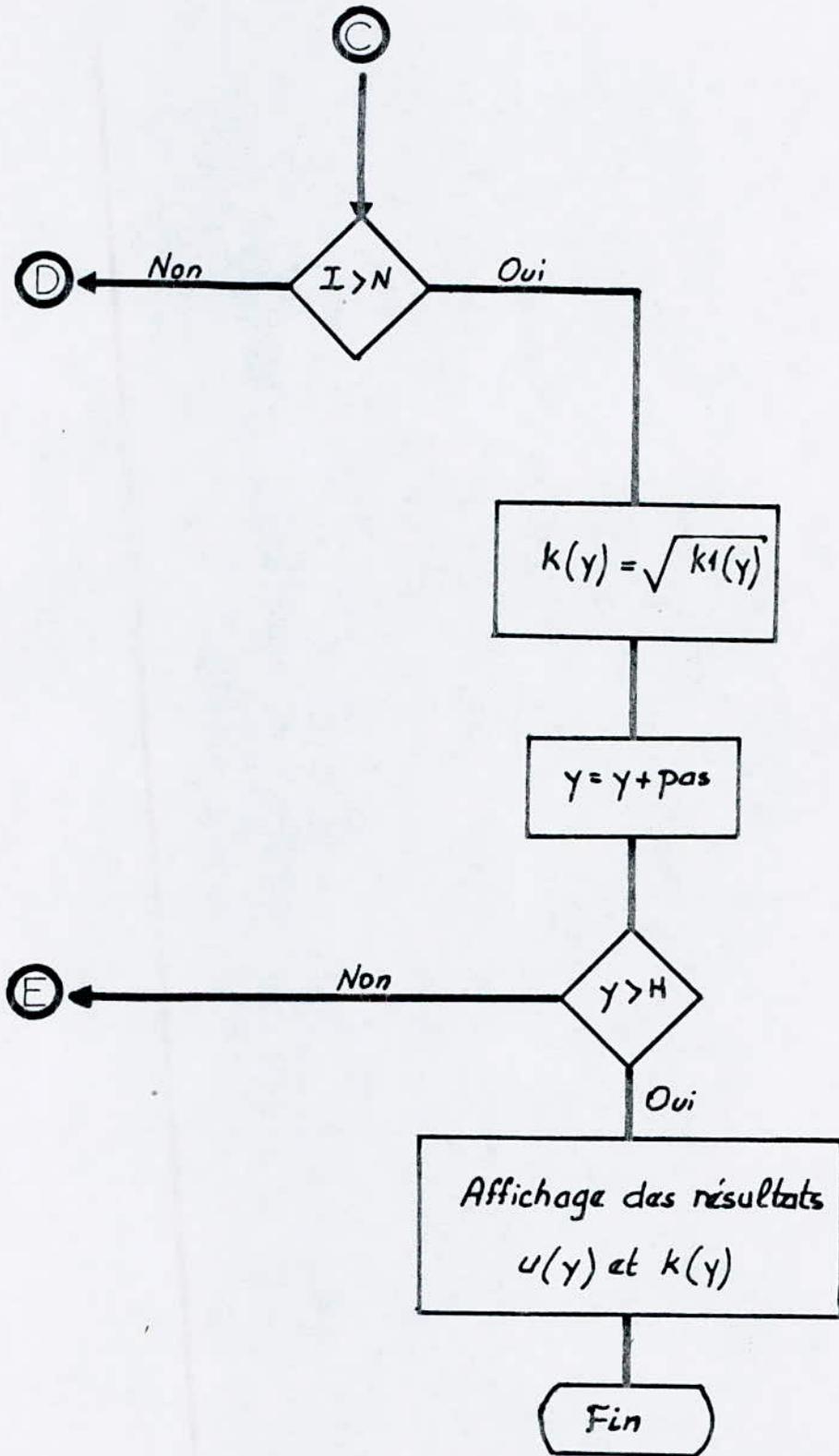
integrale de DUHAMEL



ORGANIGRAMME PRINCIPAL







9 - APPLICATION

Il est utile d'appliquer ce programme de calcul dynamique sur un cas réel. Le choix a été porté sur un barrage existant en Algérie, à savoir le barrage de HARREZA qui se trouve dans la wilaya de Ain Defla qui est une région sismique.

1/ Données géométriques du barrage :

- Hauteur : $H = 37 \text{ m}$.
- Longueur en crête : $L = 11 \text{ m}$.
- Pentas des talus : Amont : $1/3$
Aval : $1/2,5$.

2/ Propriétés mécaniques du matériau :

- Module de Young : $E = 1,2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$.
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Poids spécifique : $\gamma = 2700 \text{ Kg/m}^3$

3/ Estimation de l'excitation sismique :

Le barrage est supposé soumis à une accélération sismique de la forme :

$$\ddot{U}_s(t) = A_{cc} \cdot 9,81 \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{T_n} \cdot t\right) e^{-\gamma t}$$

L'accélération maximale probable est de $0,3 \cdot g$ (degré X sur l'échelle de Richter, zone III).

Avec : - A_{cc} : coefficient d'accélération, $A_{cc} = 0,3 g$.

- t : temps de l'excitation, $t = 4 \text{ s}$

- L'amortissement γ est supposé le même pour tous les modes.

de vibration, $\gamma = 0,25$.

- T_n : période d'excitation du mode n .

CONCLUSION

* On a effectué ici une tentative pour examiner les limites des méthodes de conception de résistance au séisme des barrages en terre homogènes basées sur des analyses pseudo-statiques où l'on introduit une force sismique statique déterminée à partir d'un coefficient sismique.

On a suggéré qu'à partir des considérations de comportement du sol soumis à des conditions de charges cycliques et à des fins d'évaluation des déformations de la digue résultant d'un tremblement de terre, le développement d'une méthode pour prévoir les forces sismiques dynamiques et leurs variations avec le temps procurera une approche plus raisonnable pour des besoins de conception.

Une méthode pour accomplir cet objectif a été étudié dans ce projet de fin d'études et la représentation des résultats par une série de force sismique a été proposé.

* Pour les barrages en terre homogènes supposés avoir un module de cisaillement uniforme à travers la section de la digue, les caractéristiques des séries de forces sismiques équivalentes peuvent être directement déterminées de la figure - 10. bien que les calculs ont été fait pour des digues longues (longueur supérieure à 3 fois la hauteur) soumises aux mouvements du sol du séisme d'El centro 1940 et pour des matériaux qui présentent un coefficient d'amortissement égale à 20% de l'amortissement critique, des calculs similaires pour d'autres mouvements du sol et des caracté-

direction peu favorable que l'horizontale.

3- La méthode ne prend pas en considération l'énergie absorbée si la digue développe de petites déformations plastiques ou inélastiques lors du séisme (parce que lors d'un séisme moyen, quelques déformations plastiques peuvent être tolérées). On peut effectuer une correction à cet effet par le biais d'un facteur d'amortissement quelque peu élevé que celui développé pendant la tension cyclique symétrique. Un facteur d'amortissement de 20% de l'amortissement critique a été utilisé dans les calculs à cette fin. Pour ces raisons et pour d'autres, un peu de jugement est nécessaire pour sélectionner les paramètres de conception pour tout projet. Cependant le type de résultat présenté à la fig. 10. peut être considéré comme une base utile pour guider ce jugement.

BIBLIOGRAPHIE

Eléments de sismologie, Comportement des barrages en terre et
en enrochement (1984)

- P. FORAY -

Calcul dynamique des structures en zone sismique

- A. CAPRA -
- DAVIDOVICI -

Journal of the soil mechanics and foundation division :

The seismic coefficient in earth dam design (MAY 1966)

- H. BOLTON SEED. M. ASCE
AND G. MARTIN -

Fondations et ouvrages en terre :

- G. PHILIPPONNAT -

Cours pratique de mécanique des sols. (tome 2). Calcul des
ouvrages (1979)

- J. COSTET et G. SANGLERAT -

Les fonctions de BESSEL et leur application en physique (1954)

- G. GOUDET

Mathématique sur Micro-Ordinateur (1986)

- REVERCHON

Calcul des structures sur ordinateur (tome 1 et 2) (1972)

- CH. MASSONET et G. FONDER

