HAL
open science

Risque sismique et stabilité des pentes : application aux barrages

Didier Helle

To cite this version:

Didier Helle. Risque sismique et stabilité des pentes : application aux barrages. Géologie appliquée. Universite Scientifique et Médicale de Grenoble, 1983. Français. NNT : . tel-00739828

HAL Id: tel-00739828

https://theses.hal.science/tel-00739828v1

Submitted on 9 Oct 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

GEOLOGIE GRENOBLE UJF
D 050 035812 5

Campillo

INSTITUT DE RECHERCHES INTERDISCIPLINAIRES DE GÉOLOGIE ET DE MÉCANIQUE

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITÉ SCIENTIFIQUE ET MÉDICALE
DE GRENOBLE

pour obtenir le titre de

DOCTEUR - INGÉNIEUR

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf grenoble.fr

19 AOUT 2003

par

Didier HELLE
Ingénieur de l'ENTPE

SUJET

Risque sismique et stabilité des pentes. Application aux barrages.

Soutenue le 7 Juillet 1983 devant la Commission d'Examen

M. G. PERRIER	Président
M. D. CORDARY M. R. NEGRE	Rapporteurs
M. J.-L. AURIAULT M. H. JOSSEAUME	Examinateurs

GRENOBLE

INSTITUT DE RECHERCHES INTERDISCIPLINAIRES DE GÉOLOGIE ET DE MÉCANIQUE

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITÉ SCIENTIFIQUE ET MÉDICALE
DE GRENOBLE

pour obtenir le titre de

DOCTEUR - INGÉNIEUR

par

Didier HELLE
Ingénieur de l'ENTPE

SUJET

Risque sismique et stabilité des pentes. Application aux barrages.

Soutenue le 7 Juillet 1983 devant la Commission d'Examen

M. G. PERRIER	Président
M. D. CORDARY M. R. NEGRE	Rapporteurs
M. J.-L. AURIAULT M. H. JOSSEAUME	Examinateurs

GRENOBLE
10036973

AVANT - PROPOS

Je tiens à remercier très sincèrement :

- Monsieur le Professeur G. PERRIER, Directeur de l'IRIGM, qui me fait l'honneur de présider le jury de soutenance de cette thèse.

- Monsieur R. NEGRE, Professeur à l'IRIGM qui a accepté la charge de rapporteur ainsi que Monsieur D. CORDARY, maître-assistant à l'IRIGM à qui j'exprime ma plus profonde gratitude pour avoir guidé l'élaboration de ce travail.

- Monsieur J.L. AURIAULT, Professeur à l'IMG qui a bien voulu siéger dans le jury.

- Monsieur H. JOSSEAUME, du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées dont la participation à ce jury m'honore.

Je n'oublierai pas tous ceux qui m'ont conseillé dans mes recherches.

La réalisation pratique de ce mémoire a été confiée à Mademoiselle WRONSKI pour la frappe et au service reprographie de l'IMG.

S O M M A I R E

INTRODUCTION

1ERE PARTIE : GENERALITES

A - GEOPHYSIQUE ET GEOTECHNIQUE
- I. Notions de sismologie
- II. Evaluation des risques
- III. La prévision des séismes
- IV. Les bases du calcul parasismique
- V. La pratique du calcul parasismique

B - LA FRANCE ET LE RISQUE SISMIQUE
- I. La sismicité en France
- II. Les règles parasismiques en France

C - LE COMPORTEMENT DES OUVRAGES EN TERRE AUX SEISMES
- I. Les études de cas
- II. Les performances des analyses pseudostatiques

ANNEXE 1
- I. Les échelles d'Intensité
- II. Notions de sismicité historique
- III. Les codes de construction parasismique

2EME PARTIE : CALCUL DU FACTEUR DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE

D - LES DIFFERENTES METHODES D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES
- I. Généralités
- II. Méthodes d'analyse faisant une hypothèse uniquement sur la forme de la ligne de glissement
- III. Méthodes d'analyse globale faisant une hypothèse sur la ligne de glissement et une hypothèse sur la répartition des contraintes
- IV. Méthodes par tranches : hypothèse sur la répartition des contraintes
- V. Méthodes des blocs
- VI. Méthode d'analyse de la stabilité des pentes faisant appel au calcul des variations

E - LE COEFFICIENT SISMIQUE
- I. La stabilité des remblais aux séismes et les méthodes pseudostatiques
- II. Calcul d'un coefficient sismique dynamique
- III. Le coefficient sismique dans nos calculs

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf grenoble.fr

19 AOUT 2003

F - CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE

I. Méthode de Taylor

II. Méthode des perturbations

III. Méthode des blocs appliquée au cas d'un barrage à noyau argileux incliné et à parement purement frottant

G - PRESENTATION DES RESULTATS OBTENUS

I. Facteur de sécurité pseudostatique en rupture circulaire des talus homogènes

II. Facteur de sécurité pseudostatique dans un barrage à noyau incliné

ANNEXE 2.1 : DETERMINATION DU COEFFICIENT SISMIQUE

I. Auteurs et hypothèses

II. Résultats obtenus

ANNEXE 2.2 : CALCUL DU FACTEUR DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE

I. Méthode de Taylor

II. Méthode des perturbations

III. Méthode des perturbations appliquée à une ligne de rupture de forme quelconque

IV. Méthode des blocs

3EME PARTIE : LE CALCUL DES DEPLACEMENTS

H - LE CALCUL DES DEPLACEMENTS

I. Présentation du calcul des déplacements par la méthode des blocs

II. La méthode de Newmark

III. La méthode d'Ambraseys

IV. La méthode de Seed-Makdisi

V. La méthode de Sarma

VI. Autres méthodes publiées

VII. Conclusions sur la bibliographie

VIII. Application de la méthode des blocs au calcul des déplacements d'un barrage à noyau argileux incliné

IX. Application de la méthode des blocs au calcul des déplacements d'un talus incliné en rupture circulaire

X. Calcul pratique du déplacement permanent

I - PRESENTATION SIMPLIFIEE DES METHODES D'ANALYSE DYNAMIQUE

INTRODUCTION A L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

I. La méthode de H. Bolton Seed

II. La méthode simplifiée de Makdisi et Seed

III. Considérations générales sur l'interaction sol-structure

ANNEXE 3

I. Calcul de l'accélération critique

II. Equation du mouvement

III. Calcul du déplacement

CONCLUSION

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Depuis les séismes récents de l'Italie (Frioul, Naples) et de l'Algérie (El Asnam), les français ont pu prendre conscience des dommages importants et catastrophiques que pouvait provoquer un Tremblement de Terre. Au niveau gouvernemental, on a créé un Commissariat aux Risques Naturels dont la tâche est de sensibiliser particuliers, industriels et administrations aux problèmes de prévention et d'organisation des secours pour les catastrophes naturelles (inondations, séismes, tornades...). Un rapport rédigé par un important groupe de chercheurs a également été remis à l'Académie des Sciences en Mai 1982 et propose une surveillance renforcée de l'activité sismotectonique en France et l'élaboration d'une nouvelle réglementation concernant la construction parasismique. N'oublions pas que certaines régions de notre pays (Provence, Côte d'Azur notamment) ont déjà subi des secousses telluriques importantes dans un passé très récent à l'échelle géologique et qu'elles seront probablement encore touchées dans un futur tout aussi proche.

Notre mémoire se place dans le cadre de la prévention contre l'action destructrice des séismes sur les ouvrages en terre de petite et moyenne dimensions comme les remblais autoroutiers ou les barrages et digues de faible hauteur.

La résistance aux séismes des ouvrages en terre peut paraître secondaire par rapport au comportement des hôpitaux, des écoles ou des installations nucléaires. Pour se prouver le contraire, il n'est besoin que de se rappeler l'importance du réseau de communications routières pour l'acheminement des secours et la rapidité de mise en oeuvre de ceux-ci. Dans le cas des barrages, enfin, la gravité des conséquences d'une rupture, même partielle, n'est pas à démontrer.

Les méthodes de calcul de facteurs de sécurité et de déplacements que nous proposons ici se veulent avant tout rapides d'emploi, peu onéreuses et efficaces, et n'utilisent pas de paramètres supplémentaires par rapport aux études géotechniques couramment réalisées. Elles ne doivent pas cependant,

être utilisées aveuglément et leur mise en application doit résulter d'une réflexion préliminaire sur le comportement dynamique du sol étudié (variation rapide des caractéristiques géotechniques,...) et sur les modes de rupture possibles non pris en compte ici (présence d'une faille, possibilité de liquéfaction,...). Une fois cet obstacle levé, ces techniques de calcul et donc de dimensionnement d'ouvrage devraient se généraliser rapidement aux bureaux d'études et aux administrations travaillant sur des projets en zone sismique.

1ERE PARTIE
GENERALITES

A. GEOPHYSIQUE ET GEOTECHNIQUE

INTRODUCTION

I. NOTIONS DE SISMOLOGIE

1. Généralités
   a) mécanisme général de production des séismes
   b) origine de l'énergie sismique
2. Caractérisation des secousses telluriques
   a) la magnitude
   b) l'intensité
3. Quelques chiffres
4. Notions de spectre

II. EVALUATION DES RISQUES

1. Définitions
   a) l'aléa sismique
   b) la vulnérabilité
   c) le risque sismique relatif
   d) le risque sismique absolu
   e) le niveau de risque acceptable
2. Les mouvements sismiques de référence
3. L'approche déterministe des mouvements de référence
4. L'approche probabiliste
   a) les occurences de séismes
   b) la composition occurence-atténuation
   c) l'évaluation des conséquences des séismes sur les bâtiments existants
   d) cas des ouvrages à construire
   e) conclusions sur l'approche probabiliste

III. LA PREVISION DES SEISMES

1. L'approche probabiliste
2. L'approche déterministe
3. La sismogénèse en France

IV. LES BASES DU CALCUL PARASISMIQUE

1. La schématisation des mouvements sismiques
2. L'interaction sol-fondation
3. La tenue des structures
   a) modélisation de la construction
   b) calcul des mouvements et des efforts sous l'effet du séisme
   c) vérification de la tenue

V. LA PRATIQUE DU CALCUL PARASISMIQUE

1. Les centrales et les installations nucléaires
2. La conception antisismique des barrages
   a) barrages en béton
   b) barrages en terre
3. Ouvrages de soutènement
4. Ouvrages d'art
5. Mines et tunnels
6. Les constructions civiles et industrielles
   a) méthodes d'études courantes
   b) les évolutions possibles et souhaitables
7. Conclusion

BIBLIOGRAPHIE

A. GEOPHYSIQUE ET GEOTECHNIQUE

Les séismes sont essentiellement des secousses telluriques naturelles incontrôlables par l'homme. On peut cependant noter l'existence de séismes provoqués par l'activité humaine : ils peuvent être dus à une surcharge excessive de compartiments entiers du sol comme cela s'est produit lors du remplissage des retenues de certains barrages, ou encore à une explosion nucléaire. Ils sont assez rares mais peuvent dépasser la magnitude 6 qui est celle de bon nombre de séismes naturels destructeurs.

Généralement, en dehors des effets de raz-de-marée ou de grand glissement de terrain, le séisme n'est dangereux pour l'homme qu'à travers ses effets sur les ouvrages. C'est donc sur ceux-ci que doit porter un effort particulier de prévention.

Le problème de la protection antisismique revêt ainsi deux aspects :

- d'une part, en un site donné, la prévision de l'ampleur que sont susceptibles d'y prendre les manifestations sismiques et la probabilité qu'elles ont de s'y produire avec une intensité donnée ; c'est surtout l'affaire des sismologues,

- d'autre part, la réalisation d'ouvrages capables de supporter l'intensité contre laquelle il a été décidé de se protéger : c'est là la tâche de l'ingénieur.

A la charnière de cette coopération se situe l'étude du mouvement du sol à l'intérieur de la zone destructrice du séisme, et sa définition sous une forme susceptible d'être appréhendée par le calcul.

I. NOTIONS DE SISMOLOGIE

1. Généralités

a) Mécanisme général de production des séismes

Les séismes tectoniques apparaissent comme les conséquences des lentes déformations qui affectent les régions supérieures du globe et au cours desquelles il y a une forte accumulation d'énergie de déformation. Lorsqu'en un point l'équilibre limite est dépassé il y a une rupture qui s'étend rapidement dans le voisinage. L'énergie potentielle accumulée dans les déformations antérieures se libère brusquement et donne naissance à un ébranlement qui se propage sous la forme d'ondes sismiques. Cette hypothèse est valable pour les séismes superficiels tandis que pour les séismes profonds on a avancé des mécanismes différents relatifs aux changements d'état physique des matériaux.

b) Origine de l'énergie sismique

On estime |2| à 10^{12} MJ l'énergie totale que libèrent en moyenne les séismes chaque année. Cela correspond à une puissance moyenne continue de 30.000 MW environ. Les 4/5 de cette énergie proviennent des gros séismes (10^{10} MJ ou plus. - Chili 1960 : 3,4 10^{11} MJ).

Cette énergie annuelle est loin d'être constante : si, en 1906 elle a été égale à 5 fois la moyenne du XXème siècle, par contre en 1925 et 1930 elle n'a été de 1/8 et 1/5 respectivement.

On pense actuellement que cette énergie ne peut provenir que des échanges thermiques qui se produisent entre les régions centrales du globe, sièges de hautes températures, et sa périphérie, refroidie par rayonnement.

2. Caractérisation des secousses telluriques

a) la magnitude

C'est un paramètre d'origine instrumentale qui caractérise de façon intrinsèque l'importance d'un séisme considéré dans son ensemble.

Par définition, c'est le logarithme décimal de l'amplitude maximale A en microns, enregistrée sur un sismographe standard supposé placé à 100 km de l'épicentre |1|.

On est amené aussi à séparer la magnitude M (ou Ms) déterminée à partir des ondes de surface et celle m (ou Mb) qui est définie à partir des ondes de volume. Certains auteurs |2| ont donné une relation empirique entre les deux

$$M = 1{,}59\ m - 3{,}97$$

sans que cette relation établisse une correspondance rigoureuse entre les deux déterminations.

Magnitude et énergie

Il existe une corrélation entre la magnitude et l'énergie libérée au foyer. Les formules empiriques sont liées au type de foyer (normal, intermédiaire, profond) et à l'éloignement de la station. Celle de Richter (1958) est souvent utilisée pour les séismes normaux aux distances usuelles d'enregistrement |2| :

$$\log_{10} E = 1{,}5\ M - 1{,}6$$

où E est exprimée en MJ. L'énergie double lorsque M augmente de 0,2. Elle est multipliée par 32 quand M augmente d'une unité.

De fait un séisme de magnitude inférieure à 5 est rarement destructeur et on évalue à 9,0 ou 9,2 la plus grande magnitude concevable dans l'état actuel de nos connaissances.

Tableau 1 d'après |2|

Séisme	Magnitude	E(MJ)
Agadir 1960	5,9	$1,8.10^{7}$
Skopje 1963	6,0	$2,5.10^{7}$
Caracas 1967	6,5	$1,4.10^{8}$
San Fernando 1971	6,6	$2,0.10^{8}$
Orléans ville 1954	6,7	$2,8.10^{8}$
Niigata 1964	7,4	$3,2.10^{9}$
Mexico 1957	7,9	$1,8.10^{10}$
Alaska 1964	8,3	$7,1.10^{10}$
Haut-Assam 1960	8,6	$2,0.10^{11}$
Altaï 1957	8,6	$2,0.10^{11}$
Chili 1960	8,75	$3,4.10^{11}$

b) l'intensité

Contrairement à la magnitude qui caractérise la puissance d'ensemble du séisme, l'intensité représente la violence de la secousse en un lieu donné. C'est une caractéristique attachée au point d'observation et qui incorpore les effets des particularités géologiques ou géotechniques locales du site.

L'intensité s'évalue par comparaison des effets observés (par exemple les effets sur les constructions) à ceux décrits dans une échelle de référence dite "échelle d'intensité". L'intensité apparaît donc comme une grandeur repérée. Sa détermination entachée d'une certaine imprécision, repose sur l'enquête et laisse une grande part à l'appréciation personnelle de l'observateur.

Echelles d'intensité

Il y en a 2 actuellement en usage au plan international |8| :

- l'Echelle Macrosismique Internationale (E.M.I.) appelée encore Echelle de Mercalli Modifiée (M.M.I.S.). Elle comporte 12 degrés repérés par des chiffres romains.

- l'Echelle M.S.K. (Medvedev, Sponhauer, Karnik) recommandée par l'UNESCO et préférée en Europe. Elle dérive de l'E.M.I. par l'introduction de critères quantitatifs pour l'appréciation de l'étendue des dommages et par une meilleure prise en considération de la qualité des constructions et des performances que l'on peut en attendre.

Ces échelles figurent dans l'Annexe 1 du présent mémoire.

L'ingénieur est intéressé par les degrés VII et au-delà. Le degré X correspond à des secousses vis-à-vis desquelles il devient très difficile de se protéger. Les secousses d'intensité VIII à X seraient responsables de 80 % des destructions.

Critique et utilité de la notion d'intensité

De part la nature même de sa mesure, l'intensité ne peut fournir qu'une indication assez grossière de la violence des manifestations locales d'un séisme, au mieux la précision est de un demi-degré.

Le plus sûr des indicateurs utilisés est le comportement des constructions, mais il peut ne pas y en avoir. De plus la qualité des matériaux ou de la construction est très variable et l'enquêteur ne dispose généralement pas d'informations suffisantes dans ce domaine.

Une autre insuffisance vient de ce que les diverses constructions n'ont pas les mêmes propriétés dynamiques. Elles ne sont pas également sensibles à l'excitation sismique et cette sensibilité n'est pas la même vis-à-vis de tous les séismes. L'explication réside dans la forme du spectre de l'excitation, forme dont la notion d'intensité ne peut rendre compte de manière autre que très indirecte.

Cependant, en dépit de ses insuffisances, la notion d'intensité s'avère très utile pour l'étude de la distribution en surface des effets d'un séisme donné (fig. A.1).

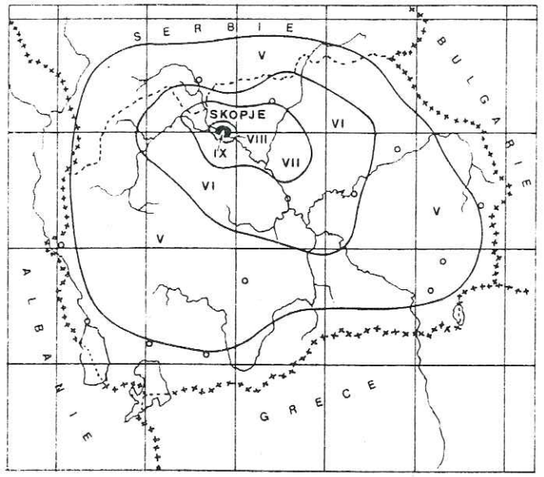


Figure A.1 - *Isoséistes du séisme de Skopje (Yougoslavie) de 1963*

Relation entre intensité et mouvement du sol

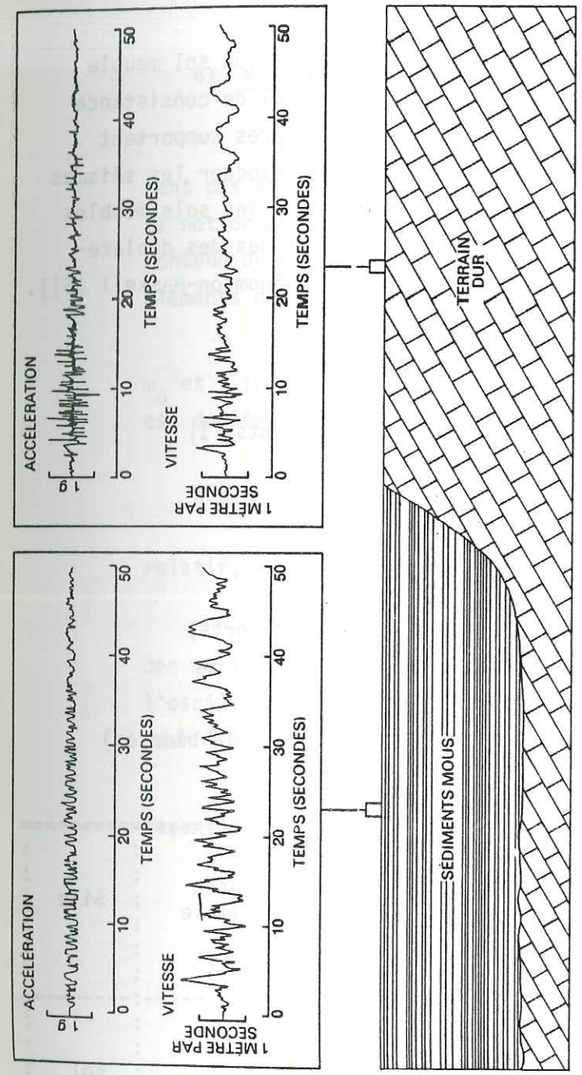
On essaie souvent d'utiliser l'accélération maximale a_{max} |3| atteinte par un point du sol pour caractériser quantitativement l'intensité, ce qui conduit à rechercher une corrélation entre l'intensité I et l'accélération a_{max}.

Celle-ci est faible, puisque I est définie sans grande précision. D'autre part, l'accélération n'est pas un indicateur suffisant et il faut aussi tenir compte de la durée de la phase de forte accélération.

Le troisième paramètre à prendre en compte est le contenu fréquentiel de l'excitation, c'est-à-dire sa richesse plus ou moins grande en hautes, moyennes et basses fréquences.

Influence du site

On observe que l'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné dépend également beaucoup de la nature des terrains traversés par l'onde sismique et des conditions géotechniques locales |2,6|.



LA GÉOLOGIE LOCALE affecte le mouvement du sol. On a représenté ici des enregistrements théoriques des mouvements du sol, en accélération et en vitesse, pour un terrain mou *(à gauche)* et pour un terrain dur *(à droite)*. L'accélération est exprimée en unités g. Lorsque les ondes sismiques rencontrent la surface du sol, où les roches peuvent se déformer, leur vitesse diminue et leur amplitude augmente, exactement comme les vagues à l'approche de la côte. Cependant, un terrain constitué de sédiments mous peut atténuer l'amplitude du mouvement. Comparés aux enregistrements de droite, correspondant à un terrain dur, les sismogrammes de gauche, pris sur un terrain sédimentaire, indiquent un mouvement du sol plus rapide mais d'amplitude et d'accélération moindres.

Figure A.2 - *Influence de la géologie locale pendant les tremblements de terre,* Pour la Science *(février 1978)*

(D.M. BOORE. *Le mouvement du sol*

Il est déjà bien connu que les ouvrages édifiés sur un sol meuble subissent des dégâts plus marqués que ceux situés sur un sol de consistance rocheuse. Il y a une explication géotechnique : les structures supportent mal les mouvements différentiels importants que peuvent provoquer les séismes dans les couches meubles ; et une explication géophysique : les sols meubles situés au-dessus du rocher amplifient fortement les amplitudes des déplacements du rocher que lui transmet le séisme (cf théorie de Thomson-Haskell |5|).

3. Quelques chiffres

Exemples de valeurs de magnitudes de séismes récents |1|

El Asnam	10 Octobre 1980	$M_S = 7,3$
Italie	23 Novembre 1980	$M_S = 6,8$ à 7
Grèce	Février 1981	$M_S = 6,8$

Exemples d'intensités relevées en France |8|

Alpes Maritimes	23 Février 1887	X (plusieurs morts)
Provence	11 Juin 1909	X (40 morts)

et plus récemment :

Pyrénées Atlantiques	13 Août 1967	VIII-IX (1 tué, 14 blessés)

Tableau 2 d'après |4|

Désignation du séisme	M_S	Distance de la mesure de l'accélér°et de la vitesse KM	Accélération horizontale maximale (g)	Vitesse maximale (cm/s)	Site
Impérial Valley Californie 18.05.1940	7,0	12	0,359	36,9	sol
Parkfield Californie 28.06.1966	6,1	6,6	0,509	78,1	sol
		16,1	0,411	22,5	rocher
		17,3	0,072	8,0	sol
		63,6	0,018	1,1	rocher
San Fernando Californie 09.02.1971	6,6	19,6	0,200	8,6	rocher
		24,2	0,335	27,8	rocher
		23,4	0,152	18,0	sol
		60,7	0,057	3,8	sol

4) Notions de spectre

Les expressions analytiques ou graphiques des excitations ne permettent pas en général d'en apprécier facilement les propriétés dynamiques. La notion de spectre permet d'aborder et de connaître plus facilement le contenu dynamique d'une loi d'excitation et facilite le calcul pratique des éléments de la réponse qui présentent un intérêt dans le problème étudié.

La réponse d'un oscillateur simple de caractéristiques canoniques ω_0 et λ (pulsation propre et amortissement) à une excitation quelconque q(t) est donnée |2| par

$$x(t) = \frac{1}{\omega'} \int_0^t q(\tau)\, e^{-\lambda\omega(t-\tau)} \sin \omega'(t-\tau)\, d\tau \qquad \text{pour le déplacement}$$

relatif, à partir de l'équation $\ddot{x} + 2\omega\lambda\dot{x} + \omega^2 x = q(t)$ et $\omega' = \omega\sqrt{1-\lambda^2}$

Soit $d_M = |x(t)|_{max}$; pour λ donné on peut construire le graphe des variations de d_M en fonction de la période T_0 ou de la pulsation ω_0 de l'oscillateur. On obtient ainsi le spectre de déplacement de la fonction q(t) pour l'amortissement λ.

Les spectres de vitesse et d'accélération s'obtiennent de la même façon.

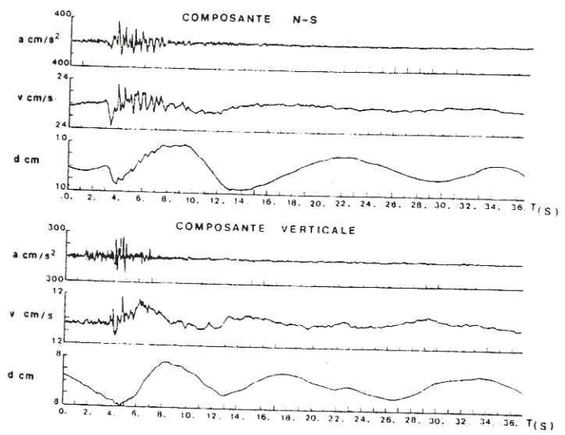


Figure A.3 - Accélérogrammes du séisme du Friouf du 6 mai 1976 (M = 6,2) recueillis à Tolmezzo (23 km de l'épicentre) et diagrammes correspondants des vitesses et des déplacements.

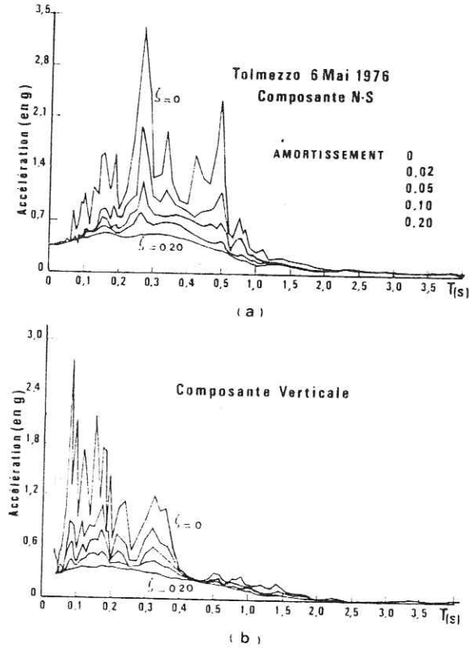


Figure A.4 - Spectre d'accélérations de la composante N-S et de la composante verticale du séisme du Friouf de 1976. Ces spectres sont ceux des accélérogrammes montrés dans la figure A.3.

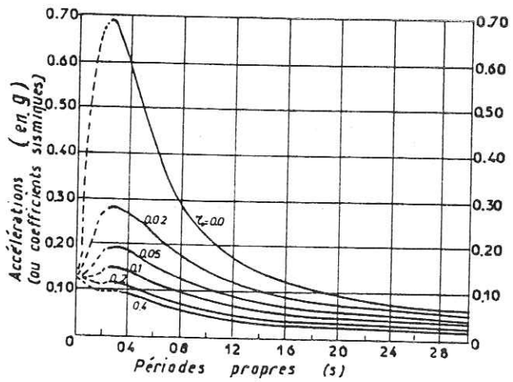


Figure A.5 - Spectre d'accélération standard

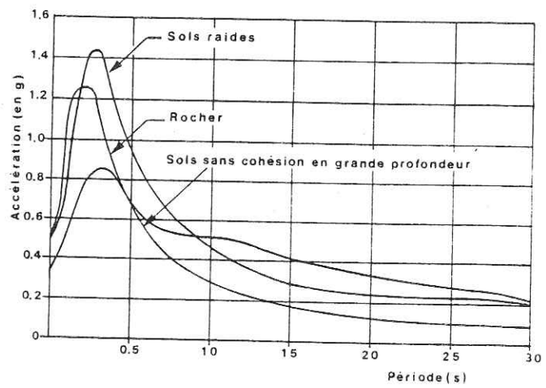


Figure A.6 - Spectres moyens d'un séisme de magnitude 6,5 à 8 km du foyer pour diverses conditions de site (d'après Seed et al., 1976).

II. L'EVALUATION DES RISQUES

Compte tenu des connaissances acquises sur le mouvement sismique |6,7| il faut :

- pour les ouvrages existants, apprécier à l'avance les mesures propres à diminuer les dommages à la population en cas de séisme,
- pour les projets d'ouvrages, adapter leur résistance et obtenir une limitation des dommages, en préservant l'aspect économique de l'ouvrage.

Le processus de décision doit considérer les facteurs suivants :

- une description des mouvements futurs pris en compte, que nous nommerons "aléa sismique" dans une présentation probabiliste,
- l'appréciation des comportements des ouvrages ou des habitations, soumis à divers niveaux de mouvements, et des conséquences socio-économiques de ces comportements,
- le risque sismique, produit de l'aléa par les conséquences,
- les critères de choix pour les mesures propres à réduire le risque, moyennant des efforts et dépenses actuels.

La nature de ce processus suggère l'adoption d'une approche probabiliste pour les trois premiers facteurs, approche qui reste cependant discutée.

1. Définitions

a) l'aléa sismique

C'est l'ensemble des probabilités d'occurence en un lieu, au cours d'un certain laps de temps, des mouvements dangereux du sol (pouvant différer par leur nature ou par leur intensité). Beaucoup plus grossièrement, on s'est souvent borné à attacher au lieu une "intensité caractéristique" à laquelle il serait raisonnable de s'attendre et dont le niveau seul serait considéré.

Aléa sismique ou Intensité Caractéristique envisagent seulement le phénomène naturel indépendamment de ses effets potentiels. Ils ne sont modifiés que par des changements de site.

b) la vulnérabilité

Appliquée à une construction ou une ville et pour un mouvement particulier du sol, elle exprime la perte relative que causerait ce mouvement en valeur ou en vies humaines. Elle dépend de la résistance dynamique des structures exposées et de leurs interactions. La réduction de la vulnérabilité appelle des dispositions techniques qui peuvent essentiellement être prescrites par voie administrative.

c) le risque sismique relatif

C'est le pourcentage probable, pendant un certain laps de temps, des pertes en biens et activités productives ou en vies humaines. Il résulte de la superposition de la vulnérabilité et de l'Aléa Sismique.

d) le risque sismique absolu

Il résulte d'un calcul analogue mais on tient compte en plus de la valeur de chaque bien ou du nombre abolu des victimes. Du point de vue mathématique, c'est une espérance mathématique. Une détermination assez sûre de ce risque ouvrirait la voie aux Assurances contre les Tremblements de Terre.

e) le niveau de risque acceptable

Il résulte d'une décision collective ou politique tenant compte à la fois des possibilités économiques et des occupations éthiques, voire même de considérations psychologiques (sensibilité aux accidents des centrales nucléaires plus qu'à ceux des usines chimiques, par exemple).

2. Les mouvements sismiques de référence

Pour assurer une certaine résistance sismique à un ouvrage, on définit un mouvement sismique de référence du sol et on spécifie :

- les méthodes de calcul à employer pour décrire les comportements de l'ouvrage soumis à ce mouvement,
- les limites admissibles des contraintes ou des déformations.

Les codes parasismiques nationaux applicables aux constructions usuelles prennent en compte des mouvements forfaitaires définis selon les zones géographiques. Les problèmes de décision concernent donc les mouvements forfaitaires jusqu'ici définis par consensus d'experts.

Ces mouvements sont définis au moyen de paramètres de forme (concernant l'orientation des ondes sismiques dans le sol, la durée du mouvement, son contenu fréquentiel, etc.) et d'un paramètre de niveau. Si l'on dispose de tous les paramètres de forme, le paramètre de niveau est simplement multiplicatif des amplitudes : on peut se contenter par exemple de l'accélération maximale. Lorsqu'on ne les connaît pas, on peut rechercher un paramètre physique qui soit relativement représentatif des effets sur les ouvrages (par exemple, une certaine intégrale plutôt que l'accélération maximale) mais le consensus sur le paramètre physique représentatif n'étant pas atteint, on reste largement tributaire de la notion d'intensité macrosismique.

3. L'approche déterministe des mouvements de référence

Dans cette approche, le mouvement de sûreté est déduit des données sismologiques avec le souci d'indiquer une borne raisonnable aux mouvements potentiels futurs. Les données à recueillir (historiques, tectoniques, géologiques, géophysiques, morphologiques) doivent servir à définir des entités tectoniques relativement homogènes (provinces ou lignes de failles) à chacune desquelles on attache un séisme potentiel susceptible de s'y produire. Considérant un site donné, le mouvement de référence déterminé par la méthode est le plus fort de ceux obtenus en faisant apparaître le séisme potentiel de chaque entité au point le plus proche du site.

4. L'approche probabiliste

On utilisera les mêmes informations que dans l'approche déterministe mais dans un nouveau cadre :

- les données permettront l'élaboration de modèles quantitatifs pour :
  . les contours des zones-sources de séismes,
  . les caractéristiques des séismes de divers niveaux et leur probabilité d'occurence, pour chaque zone-source,
  . les lois d'atténuation du mouvement à partir de la source d'un séisme ;
- tous les jugements et interprétations de données, utilisés pour constituer ces modèles seront explicites ou référencés,
- les modèles comportent généralement des tracés représentatifs ou des équations affectés d'incertitudes, ces incertitudes étant motivées explicitement,
- la combinaison des modèles permettra le transport des incertitudes jusqu'au résultat final,
- les lois mathématiques incorporées aux modèles pourront notamment être inspirées de lois statistiques valables pour des régions étendues ou notablement sismiques, utilisées comme information a priori et ajustées sur l'information limitée disponible pour une région particulière. Les incertitudes correspondantes doivent être évaluées en gardant un point de vue physique et non seulement statistique.

a) les occurences de séismes

Pour l'étude d'une région, l'ensemble des séismes historiques a été pris en compte au stade de la détermination des zones-sources de manière analogue à ce qui est fait dans l'approche déterministe. Cet ensemble sera maintenant exploité de façon différente, en déduisant des probabilités d'occurence à partir des fréquences d'apparition constatées, sous réserve de certaines corrections. L'approche déterministe se contentait de considérer le plus fort séisme historique dans chaque zone.

La description des occurences sera constituée par une courbe de probabilité annuelle de dépassement de la Magnitude ou de l'Intensité dans la zone.

b) la composition occurence-atténuation

Avec un paramètre unique d'intensité pour qualifier les effets d'un séisme, l'aléa sismique sur un site sera exprimé par une courbe de probabilité de dépassement en fonction du niveau d'intensité, courbe obtenue par sommation des probabilités élémentaires liées aux éléments des zones-sources, affectées des atténuations correspondant à leurs distances.

c) l'évaluation des conséquences des séismes sur les bâtiments existants

Les bâtiments anciens qui constituent une grande partie de l'habitat peuvent être sensibles aux mouvements sismiques. Il importe donc de connaître leur comportement au moins de manière statistique lors de mouvements sismiques de diverses intensités. Quant aux bâtiments modernes, ils sont souvent plus résistants mais les erreurs de conception et de réalisation peuvent être nombreuses.

La difficulté majeure réside dans la définition de l'intensité. Il faut en effet essayer de relier les risques pour les bâtiments aux mouvements du sol et non à une échelle macrosismique puisque celle-ci est basée justement sur l'observation des dégâts. En attendant de pouvoir disposer d'un grand nombre d'enregistrements directs des mouvements du sol, il faudra se contenter d'informations sur d'éventuels écarts entre la vulnérabilité de tel ou tel type de bâtiments et celle de ceux utilisés comme témoins dans les échelles macrosismiques.

Quant à l'évaluation du risque sismique d'une ville entière, elle ne peut se faire qu'en tenant compte de la vulnérabilité des réseaux de services (eau, électricité, égoûts, chauffage urbain, télécommunications, etc.) dont dépend la vie d'une cité. Cependant la complexité de ces réseaux et les conséquences secondaires de leurs ruptures rendent les études difficiles.

d) cas des ouvrages à construire

Pour les ouvrages de dimensions ou d'importance modérées, on ne cherche pas à apprécier les conséquences des forts séismes et on se contente d'appliquer les codes de construction, qui apportent une probabilité suffisante de bon comportement.

Par contre, pour décrire le comportement d'un ouvrage donné, il faut connaître les paramètres physiques du mouvement. La corrélation des paramètres physiques avec l'intensité reste un problème de base, non résolu pour l'instant.

En ce qui concerne les ouvrages de grande ampleur, l'évaluation a priori des conséquences des séismes pouvant dépasser les conditions de dimensionnement ne semble avoir été entreprise que pour les installations nucléaires, sous une forme encore préliminaire en raison du caractère particulier des dommages.

Pour l'apparition d'un accident grave sur une centrale nucléaire induit par un séisme et conduisant à une dispersion radioactive grave, on s'est accordé une probabilité d'environ 10^{-6} par an. L'estimation des mouvements sismiques de probabilité 10^{-4} à 10^{-6} par an pose bien entendu des problèmes fondamentaux ; les fréquences d'occurence des séismes recueillies sur quelques siècles d'observations ne suffisent plus ; l'expert doit s'inspirer de statistiques couvrant le monde entier et d'indices tectoniques très généraux. L'incertitude étant très grande, il semble désirable que des règles forfaitaires d'extrapolation à partir des probabilités réellement accessibles soient admises dans de telles applications.

e) conclusions sur l'approche probabiliste

Cette approche utilise la totalité des données disponibles, soit sous forme directement quantitative, soit sous forme de jugements dont les conséquences doivent rester isolables.

Elle permet d'arriver à des cartes d'aléa sismique, indiquant les niveaux d'intensité en fonction de probabilités annuelles de dépassement.

L'aléa sismique paraît pouvoir être obtenu de manière objective jusqu'à des probabilités annuelles de dépassement aussi basses que 10^{-4} bien que la période d'observation de l'activité sismique ne soit que de quelques siècles.

L'analyse probabiliste concerne non seulement l'aléa sismique, mais aussi les analyses des comportements conditionnels des ouvrages, pour application aux problèmes de décision. Ce genre d'analyse est encore rare mais permet d'arriver à des optimisations profitables à la collectivité. En ce qui concerne les critères de décision, c'est à la collectivité de les formuler.

III. LA PREVISION DES SEISMES

Même si la prévention reste le plus sûr moyen de limiter les conséquences d'un grand séisme, l'objectif ultime du sismologue doit rester la prévision des plus grands avec une fiabilité acceptable, c'est-à-dire en un lieu et à une date précis.

1. L'approche probabiliste

Puisque la tectonique des plaques permet de comprendre la distribution des zones sismiques dans le monde, on peut alors considérer la prévision statistique ou probabiliste (dans le sens de la prévision météorologique) comme un premier type de prévision. Il s'agit dans les zones dangereuses, à partir de nombreuses observations faites sur de longues périodes de calculer la probabilité pour qu'un séisme de magnitude donnée puisse se produire dans un intervalle de temps spécifié. Cette approche n'est malheureusement pas très fiable en domaine méditerranéen car l'activité sismique y est trop irrégulière et la sismicité historique pas toujours bien connue.

2. L'approche déterministe

Elle est basée sur l'observation des signes précurseurs. De nombreuses observations sont venues confirmer l'existence d'une grande variété de phénomènes anormaux qui précèdent les tremblements de terre ; parmi les paramètres physiques surveillés actuellement, on peut citer :

- les déformations du sol en surface au voisinage des failles actives,
- les variations de distances sur des lignes de quelques kilomètres par des techniques utilisant le laser,
- les variations du champ des contraintes et des déformations,
- les variations locales de la gravité qui apparemment ne reflètent pas seulement l'élévation du sol,

- les variations locales du champ magnétique,
- les variations de la résistivité du sol,
- les variations du contenu en Radon des eaux de sources et des sols,
- les variations du niveau d'eau des puits, du débit des sources, de la température, de la teneur en éléments dissous,
- les variations des vitesses de propagation des ondes sismiques dans le temps et dans l'espace,
- les variations des mécanismes à la source avec réorientation des contraintes principales.

Ces nombreuses observations exigent un investissement scientifique et technique important. Une dizaine de séismes ont pu être ainsi prévus, en général de magnitude moyenne 5 à 6 voire comme en Chine 6,8 à 7,2 . La prévision la plus réussie fut celle du séisme chinois du Liaoning du 4 Février 1975. Mais l'année suivante, malgré deux ans de surveillance, le séisme catastrophique de Tangshan faisant plusieurs centaines de milliers de morts.

3. La sismogénèse en France

La prévision des séismes passe d'abord par la compréhension profonde du phénomène sismique ; c'est le seul moyen d'arriver à une prévision sismique qui ne soit pas purement phénoménologique. Des zones pilotes ont été choisies dans les Pyrénées, les Alpes et le fossé Rhénan pour étudier les structures locales, la sismicité, l'état de contrainte in situ, etc. On a également développé en France les études de mécanique des roches en laboratoire, de mesures des émanations de Radon, des mesures de contraintes.

Le site d'Arette dans les Pyrénées occidentales en est un exemple très important. Des études de répliques y ont été menées après le séisme de Février 1980 (magnitude 5,2).

IV. LES BASES DU CALCUL PARASISMIQUE

1. La schématisation des mouvements sismiques

L'étude de la sismologie historique, de la géologie et de la tectonique d'une région permet d'attribuer aux mouvements de sol susceptibles de s'y produire un niveau exprimé en termes d'intensité macrosismique. |7,8|

Il faut alors quantifier les données sismiques du site ; cela se fait principalement sous 2 formes :

- les spectres de réponse d'oscillateurs (SRO) :

Si l'on désigne par $X_m(f,\lambda)$ le déplacement maximal de la masse ponctuelle d'un oscillateur harmonique de fréquence fondamentale f et de taux d'amortissement η lorsque cette masse est soumise à l'accélération d'un séisme, le SRO est défini par

$$S(f,\lambda) = 2\pi f X_m(f,\lambda)$$

et est généralement représenté par des courbes fonction de la fréquence. On peut en moyenne relier le niveau du SRO à l'intensité macrosismique : on aboutit à une quantification des données sismiques sous forme d'un SRO directement utilisable pour l'analyse des constructions.

- les fonctions temporelles

Un certain nombre de mesures d'accélération du sol sont actuellement disponibles : ces accélérogrammes peuvent être utilisés pour l'analyse des structures.

Une méthode plus artificielle consiste à générer des accélérogrammes synthétiques définis de telle sorte que leur SRO soit très voisin du SRO de référence du site.

2. L'interaction sol-fondation

On ne peut pas en général se contenter d'imposer le mouvement en champ libre à la fondation d'une construction, car celle-ci et le sol environnant constituent un système dynamique à étudier dans son ensemble. |6,7|

Il existe différentes méthodes de modélisation du comportement dynamique du sol au voisinage de la fondation basées soit sur des solutions analytiques ou semi-analytiques des équations de la dynamique dans un milieu élastique semi-infini homogène ou stratifié en couches horizontales, soit sur des solutions numériques utilisant des modèles de domaines limités du sol. La précision de ces méthodes est suffisante lorsque les propriétés mécaniques sont connues et constantes au cours du séisme. En pratique, cette connaissance de l'état du sol est généralement assez rudimentaire et le comportement de la plupart des sols varie au cours du séisme. Par ailleurs, d'autres phénomènes encore mal connus comme des glissements ou des décollements, peuvent se produire à l'interface entre le sol et la fondation.

L'ensemble de ces incertitudes fait que le calcul des effets liés à l'interaction du sol et de la fondation reste assez approximatif.

3. La tenue des structures

L'appréciation de la tenue des constructions s'effectue généralement en suivant les étapes suivantes :

a) modélisation de la construction (incluant l'effet du sol)

Pour réaliser un calcul dynamique en élasticité linéaire, il faut modéliser les propriétés d'inertie, de raideur et tenir compte de la dissipation d'énergie de la construction. Quelle que soit sa complexité, une modélisation implique des hypothèses, en particulier au niveau des conditions aux limites du modèle, des liaisons entre les différents éléments structuraux et des modes de déformations retenus. La comparaison des fréquences propres de vibration

calculées avec les modélisations habituelles à celles mesurées sur des constructions réelles, montre que les erreurs dans les hypothèses de modélisation sont fréquentes. En pratique, toute modélisation d'un type de construction devrait faire l'objet d'une validation expérimentale sur construction réelle ou maquette.

Pour effectuer des calculs pour des niveaux de séismes importants, il faut disposer de modèles de comportement non linéaire des matériaux ou des éléments de structure. De tels modèles, simplifiés mais suffisamment réalistes, existent pour des poteaux en béton armé et des charpentes métalliques ; il n'y en a pas, par contre, pour les murs dans leur plan (dégradation en cisaillement).

b) calcul des mouvements et des efforts sous l'effet du séisme

La méthode dynamique usuelle consiste à décomposer la réponse en une forme linéaire des réponses dues à chaque mode propre de vibration. Le résultat s'obtient par la méthode des spectres de réponse ou par une résolution en fonction du temps.

Lorsque l'on veut prendre en compte des effets non linéaires, cette décomposition modale n'est plus valable et il faut réaliser un calcul dynamique direct. Compte tenu de leur coût, le recours à de tels calculs est assez rare.

Inversement, pour effectuer des analyses très simples, il existe des procédures pour estimer une valeur d'accélération statique qui fournit des majorants des efforts obtenus par des calculs plus précis.

c) vérification de la tenue

On ajoute les efforts sismiques maximaux aux efforts permanents dus au poids et aux conditions de fonctionnement et la somme est comparée aux efforts que la structure peut supporter sans dommage inacceptable.

Dans certains cas, le calcul ne suffit pas à prouver de façon certaine la tenue de la construction à étudier, il faut alors combler ces lacunes en effectuant des essais : tests sur table vibrante ou in situ par explosions et chocs.

V. LA PRATIQUE DU CALCUL PARASISMIQUE

1. Les centrales et les installations nucléaires

Les risques sismiques sont pris en compte dans la conception des centrales nucléaires même dans les zones faiblement sismiques. La durée de vie normale d'une centrale est de 40 ans. On considère deux niveaux de sollicitation sismique, un premier niveau dit séisme normal admissible qui comporte des sollicitations qui doivent être supportables à plusieurs reprises, sans autre dommage qu'un accroissement contrôlé de la fatigue, et un second niveau dit séisme majoré de sécurité qui fait partie des sollicitations vis-à-vis desquelles on ne cherche plus qu'à assurer la protection de l'environnement, l'installation pouvant par ailleurs se trouver définitivement hors d'usage.

Les installations nucléaires étant très sophistiquées, il est difficile d'établir les principes généraux de conception parasismique, on peut toutefois identifier les éléments suivants :

- utilisation d'appuis spéciaux pour désolidariser les supports d'équipements et les radiers de bâtiments des mouvements sismiques horizontaux,
- dimensionnement des équipements et de leurs supports pour des fréquences propres supérieures à 30 Hz, afin de les éloigner de celles qui sont susceptibles d'une forte amplification dynamique,
- recherche d'attaches suffisamment souples pour accommoder les dilatations thermiques mais suffisamment rigides pour supporter les sollicitations dynamiques.

Pour vérifier la tenue aux séismes des centrales nucléaires, on utilise principalement des calculs basés sur les méthodes matricielles de calculs des structures sur ordinateurs.

2. La conception antisismique des barrages

On distingue les barrages en béton (type voûte et type poids) des ouvrages en terre compactée.

a) barrages en béton

Leur étude est à rapprocher de l'étude du comportement des structures en béton avec un problème d'interaction fluide-structure. La pratique courante dans les zones à faible risque sismique est de justifier la bonne tenue de l'ouvrage par une méthode quasi-statique |2| . En France, le coefficient sismique a une valeur comprise entre 0,1 et 0,2. On ajoute aux forces d'inertie les pressions dynamiques engendrées sur le parement par l'eau du réservoir.

Dans certains cas, on effectue un vrai calcul dynamique avec prise en compte de l'interaction fluide-structure.

La validation est apportée au niveau du comportement global par la très bonne tenue des ouvrages lors de séismes réels.

b) barrages en terre

Leur étude est un problème de dynamique des sols où l'on néglige l'interaction fluide-structure.

Les méthodes courantes utilisent des approches pseudo-statiques. Cette approche simpliste pour justifier de la sécurité méconnaît le développement possible de surpressions interstitielles élevées engendrées par les sollicitations alternées. Pour les sols dont la résistance au cisaillement n'est que peu affectée par le séisme, le problème réside dans la détermination du coefficient sismique.

Actuellement pour les barrages en matériaux pulvérulents saturés, on examine l'évolution des pressions interstitielles au cours de la sollicitation.

L'étude de la stabilité du barrage se fait après arrêt de la sollicitation, par une méthode classique. L'examen de la stabilité est limité à la condition "après séisme" car les ruptures réelles se sont toujours produites dans ces conditions.

Pour les digues en matériaux argileux, dont le comportement aux séismes est satisfaisant, on essaie actuellement de calculer les déformations permanentes par des calculs dynamiques temporels (Newmark...).

Parmi les dispositions constructives on peut noter

- le zonage de la digue : prévoir de larges zones de transition en sable et graviers à granulométrie continue permettant le colmatage de fissures dans le noyau. Eviter les matériaux érodables ou liquéfiables (sables fins),
- l'aménagement de la crête : augmenter la hauteur par rapport au niveau de retenue normale pour éviter que l'ouvrage ne soit submergé,
- le choix des matériaux du noyau : non fissurable, avec une forte résistance à l'érosion.

3. Les ouvrages de soutènement

La pratique courante est là aussi basée sur une méthode pseudostatique qui est une extension de la théorie de Coulomb. Elle n'est théoriquement pas valable pour les ouvrages enterrés pour lesquels on a recours à des calculs d'interaction sol-structure en éléments finis.

Actuellement, on essaie de voir si l'influence des ondes de Rayleigh ne serait pas en définitive plus pénalisante.

La méthode d'évaluation des poussées dynamiques a été justifiée pour les sols pulvérulents par des essais sur table vibrante au Japon. Pour les sols cohérents, il n'existe aucune vérification. L'expérimentation a montré que la méthode de Mononobe-Okabe conduit à des résultats à peu près corrects pour la poussée mais totalement erronnés en ce qui concerne la position du point d'application.

Parmi les dispositions constructives, notons :

- la disposition de l'ancrage pour des murs ou rideaux à tirants : il est recommandé de localiser le point d'ancrage à l'extérieur du bloc de sol limité par le plan passant par le pied du mur et incliné à ϕ sur l'horizontale. Par ailleurs, pour pouvoir mobiliser pleinement la capacité de résistance de l'ancrage, il faut que le coin de rupture en butée n'ait pas d'intersection avec le coin de rupture du mur.
- le dimensionnement du tirant d'ancrage avec un coefficient de sécurité important.
- le choix de la nature des matériaux du remblai : si le remblai derrière le mur doit être saturé, il faut éviter les sables fins uniformes peu compacts susceptibles de se liquéfier.

4. Ouvrages d'art (ponts)

En France, il n'existe pas encore de règles pour calculer les O.A. Dans les zones sismiques où le problème s'est posé, les règles PS 69 |8| ont été utilisées pour définir les efforts auxquels serait soumis l'ouvrage ; le calcul a été conduit ensuite en statique.

Les dispositions constructives concernent :

- le raidissement des piles
- des butées pour éviter la chute des poutres.

On a mené des calculs plus élaborés, du type de ceux utilisés pour les centrales nucléaires, sur certains ouvrages mais il y a des difficultés liées à la longueur et aux comportements différents des sols sous les divers appuis.

5. Mines et Tunnels

En France, l'étude et l'exploitation des mines et tunnels ne fait pas l'objet de considérations de résistance aux séismes.

Un risque sérieux concerne les mines à ciel ouvert où la définition de la pente moyenne des gradins a une grave importance économique. Elle est déterminée de manière à éviter un éboulement en masse, mais cela au plus juste.

D'autre part, il y a le risque de voir des fuites d'eau se produire lors des séismes dans les galeries de déviation hydraulique en charge et menacer la stabilité des pentes voisines.

A l'étranger (Californie, Japon, Alaska) il est confirmé par l'observation que les structures souterraines sont moins endommagées par les séismes que les structures au sol. On signale peu de dégâts pour une intensité allant jusqu'à VIII MSK et des dégâts mineurs jusqu'à IX MSK. Les dégâts consistent en d'importantes fractures, des éboulements localisés et dans les cas extrêmes des mouvements de faille, des glissements de terrain, des phénomènes de perforation.

Parmi les dispositions constructives, on note :

- une implantation évitant les zones dangereuses, en particulier pour les accès,
- une construction soignée, suppression des vides entre revêtement et terrain,
- l'augmentation de la résistance du revêtement en terrain de mauvaise qualité,
- la consolidation du terrain avoisinant,
- la mise en place de joints déformables,
- une surveillance périodique.

6. Les constructions civiles et industrielles

a) méthodes d'études courantes

On applique généralement les règles PS 69 |8|. Il faut prendre en considération le risque sismique dès le début de la conception avec les recommandations suivantes :

- bien respecter les règles normales de construction ;
- faire une conception simple, basée sur des ensembles à distribution de masses et de raideurs régulières, rendus indépendants par des joints ;
- étudier soigneusement les fondations en particulier sur sol meuble, les contreventements et les raccordements des réseaux de canalisations intérieurs et extérieurs.

Les règles de construction précisent essentiellement les dispositions constructives à adopter.

Les règles de calcul permettent la vérification de la résistance de la construction au niveau sismique envisagé sur le site. La méthode utilisée consiste à substituer aux effets dynamiques réels des systèmes de forces statiques équivalentes :

- un système de forces horizontales,
- un système de forces verticales,
- un système de couples de torsion d'ensemble.

La nature du sol et la qualité de la fondation sont caractérisées par un coefficient.

Dans l'ensemble, ces règles constituent une base solide et pratique pour la protection parasismique courante. L'expérience de leur application dans des régions ayant subi des séismes récemment (El Asnam) a été très positive. Une révision est actuellement en cours pour tenir compte au mieux de cette confrontation.

b) les évolutions possibles et souhaitables

Il serait souhaitable d'insister plus sur la conception des ouvrages en zone sismique, ce qui permettrait d'éviter :

- des solutions onéreuses pour assurer la résistance d'une structure mal adaptée à l'action sismique,
- des modifications sensibles de dispositions générales pouvant mettre en cause la bonne utilisation des locaux,

- la remise en cause de la totalité du projet au moment de l'étude de l'offre par l'entreprise et son bureau d'études.

En ce qui concerne le calcul, après définition des efforts sismiques, il serait intéressant d'aller au-delà de la phase élastique et de se préoccuper des grandes déformations apparaissant au-delà. Toute la difficulté est d'améliorer la prise en compte de certains phénomènes sans compliquer exagérément les règles.

7. Conclusion

Il existe une grande différence entre la façon dont les problèmes sismiques sont abordés dans l'industrie nucléaire et dans les autres secteurs, à l'exception des barrages hydrauliques. On peut souhaiter un transfert de technique pour les installations chimiques ou les immeubles à usage collectif dont la tenue est capitale lors des séismes.

Il faut aussi se rappeler que les méthodes utilisées dans le secteur nucléaire ne sont pas exemptes de critiques : les modèles de représentation du sol, notamment, sont parfois bien éloignés de la réalité physique.
Quant aux constructions courantes, la qualité de leur protection parasismique réside surtout dans le respect des règles de conception et de construction confirmées par l'analyse des dégâts observés lors de séismes.

B I B L I O G R A P H I E

|1| A. CAM (1981) Géotechnique et Séismes
Rapport de DEA. IRIGM - 1981.

|2| J. DESPEYROUX (1980) La pratique des sols et fondations
Chapitres 19 et 20. Editions du moniteur.

|3| I.M. IDRISS (1981) Characteristics of Earthquake Ground Motions
Lectures notes for : Seismic Aspects of Geotechnical Engineering
by H.B. Seed and J. Lysmer Appendix C.

|4| W. B. JOYNER, D. M. BOORE and R. L. PORCELLA (1981) Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records. Open-file report of US Department of the Interior (March 1981).

|5| G. PERRIER (1982) Structures et contraintes dans le globe
Cours du DEA MMGE - Grenoble.

|6| S. PRAKASH (1977) Seismic Response of Soil Deposits, Embankments, Dams and structures. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp 624-630, Tokyo.

|7| Rapport à l'Académie des Sciences sur la définition et la prise en compte des risques sismiques - Mai 1982.

|8| Règles parasismiques 1969 et Annexes
D.T.U. Groupe de coordination des textes techniques.

B. LA FRANCE ET LE RISQUE SISMIQUE

INTRODUCTION

I. LA SISMICITE EN FRANCE

1. La région Sud-Est - Alpes, Provence
2. La région Sud-Ouest - Pyrénées
3. Les autres régions

II. LES REGLES PARASISMIQUES EN FRANCE

1. Les règles PS 69
2. Les limites de la règlementation
3. La méthode de calcul
4. Les principes du calcul statique équivalent
5. La justification des règles PS 69
6. Les nouvelles règles

BIBLIOGRAPHIE

B. LA FRANCE ET LE RISQUE SISMIQUE

Le risque sismique en France est modéré, cependant certaines régions ne sont pas à l'abri d'une secousse de forte intensité. Quels risques courons-nous ? Comment sont protégés les ouvrages ? Quelles sont les règles parasismiques appliquées dans notre pays ? Voici quelques unes des questions auxquelles ce chapitre tentera de donner des éléments de réponse.

I. LA SISMICITE EN FRANCE

Le niveau de sismicité actuel est considéré comme moyen : 147 séismes ($M > 3,5$) ressentis ou enregistrés entre 1951 et 1960, 193 entre 1961 et 1970 |2|. Cependant, la France a connu quelques séismes majeurs dans un passé récent qui ont causé des morts et provoqué des dégâts matériels importants.

Les grands traits de la sismicité de la France métropolitaine sont les suivants (fig. B.1).

1. La région Sud-Est - Alpes, Provence

Les épicentres se répartissent en plusieurs groupes à partir de considérations géologiques. Les régions les plus actives sont : |1,2|

- dans la partie Nord des Alpes Françaises, une zone orientée NE-SW sur la bordure nord des massifs cristallins externes s'étendant depuis le massif du Mont Blanc jusqu'au Vercors et au Diois,
- la partie Sud du Briançonnais et l'arrière pays niçois,
- les basses vallées du Rhône et de la Durance
- la haute vallée de l'Ubaye.

Entre ces zones, les massifs cristallins centraux (Pelvoux, Belledonne) sont pratiquement asismiques.

2. La région Sud Ouest-Pyrénées

Dans la partie nord-pyrénéenne, les foyers se situent en général au voisinage immédiat ou un peu plus au nord de la zone de contact entre la zone axiale des Pyrénées, terrains primaires, et les terrains secondaires, jurassiques et crétacés, plissés de l'avant pays pyrénéen. C'est dans cette région que s'est produit le séisme destructeur d'Arette du 13 Août 1967 et celui d'Arudy, le 29 Février 1980.

3. Les autres régions

- Les bordures du socle hercynien : la Bretagne, la Vendée, le seuil du Poitou, l'ouest du Massif Central et le Sud-Ouest des Vosges ont été le siège de nombreuses secousses.
- Les fossés d'effondrement : le fossé Rhénan, les limagnes d'Allier et de Loire manifestent une activité non négligeable.
- Pour les grands bassins sédimentaires, la sismicité est très faible (Bassin de Paris) ou nulle (Bassin d'Aquitaine).

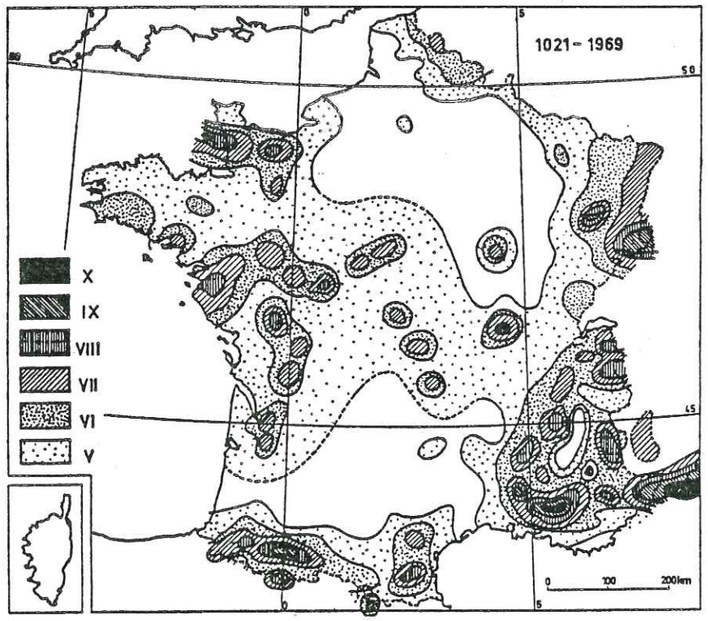


Figure B.1

Carte des Intensités maximales observées d'après |2|.

II. LES REGLES PARASISMIQUES EN FRANCE

Leur application est obligatoire dans les cantons figurant sur la carte ci-après (fig. B.2).

1. Les règles PS 69 |2|

La protection conférée aux constructions par leur application est une protection de caractère probabiliste et statistique. Les actions sismiques y sont considérées comme accidentelles, c'est-à-dire comme ayant une faible probabilité de se manifester avec une intensité significative. Elles sont introduites dans les calculs par une valeur nominale, donc forfaitairement imposée, et non par une valeur caractéristique rattachée à une certaine probabilité de dépassement ou de non dépassement. A titre indicatif la valeur nominale définie en zone de Moyenne Sismicité correspond à la limite supérieure du degré d'intensité VIII.

2. Les limites de la règlementation

Les règles PS 69 ont été rendues obligatoires :
- par voie de décrets : aux immeubles dits de grande hauteur (IGH.) et aux établissements recevant du public (ERP),
- par voie d'arrêté : aux immeubles collectifs d'habitation,
- par voie de circulaire : aux constructions faisant l'objet d'un marché public de travaux de l'état (écoles, hôpitaux, bâtiments administratifs, etc).

Pour ces ouvrages, les niveaux de sécurité sont modulés en fonction de la sismicité de la zone dans laquelle ils sont situés et en fonction du type d'occupation et de l'importance qu'ils présentent pour les besoins de la protection civile ou le maintien des services essentiels.

Ne sont pas concernés par la règlementation actuelle :
- les habitations de toute nature en zone de faible sismicité et les habitations de moins de 3 niveaux en zone de moyenne sismicité,

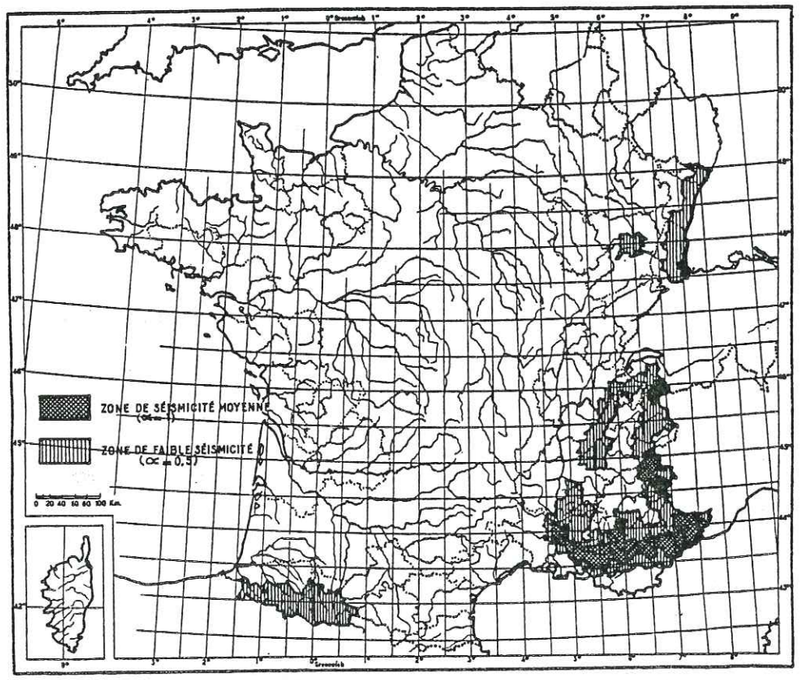


Figure B.2

Cette carte permet de se rendre compte en première indication si l'on se trouve dans une zone où l'application des Règles PS 69 est obligatoire.
En cas de doute, se reporter au tableau par cantons figurant dans les règles.

- les constructions agricoles, les constructions à usage industriel, les constructions à usage commercial non classées comme ERP.

Le fait que les constructions industrielles ne soient pas englobées dans le dispositif représente une lacune grave (sécurité des travailleurs, sauvegarde de l'outil de travail).

Les installations nucléaires font l'objet d'une règlementation spéciale dont le modèle devrait être adopté pour les autres grands ouvrages, grands barrages, usines chimiques, digues.

Notons encore que les divers réseaux de distribution (eau, gaz, électricité) restent en dehors de toute règlementation alors que leur maintien en service est hautement désirable et leur ruine source elle-même de catastrophe.

3. La méthode de calcul

Les méthodes codifiées dérivent de la théorie de la réponse élastique des oscillateurs multiples et de la considération des spectres de réponse, avec plusieurs paliers de simplification en fonction de la plus ou moins grande complexité des structures.

L'action sismique est introduite sous la forme de 3 spectres de calcul correspondant à 3 degrés d'amortissement différents. Ces spectres tiennent compte des possibilités d'excursion en phase post-élastique et de l'intervention des modes supérieurs de vibration. Un quatrième spectre est défini pour les besoins de l'analyse modale.

L'adaptation aux conditions géotechniques locales et l'interaction sol-structure constituent un point faible puisqu'elles ne sont représentées que par un seul coefficient.

Les règles prennent en compte les efforts horizontaux dans les 2 directions dominantes du bâtiment mais aussi, et c'est là leur originalité, les efforts verticaux et les oscillations de torsion d'axe vertical.

4. Les principes du calcul statique équivalent

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels les sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictifs dont les effets sont censés être équivalents à ceux de l'action sismique.

Les systèmes équivalents sont constitués par :

- un système de forces élémentaires horizontales S_H
- un système de forces élémentaires verticales S_V,
- un système de couples de torsion d'ensemble d'axe vertical S_T.

Système de forces horizontales S_H

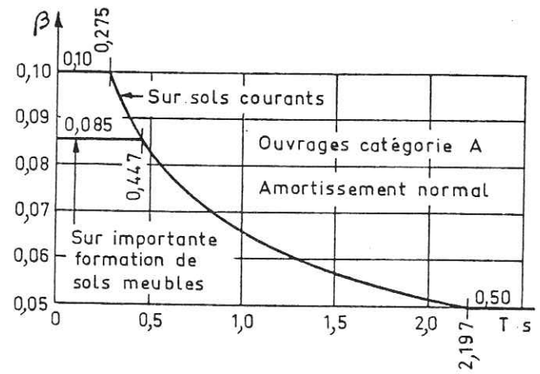
L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans la direction O_x est égale à $\sigma_x W$. W étant le poids des charges permanentes et surcharges propres à l'élément soumis à l'action sismique.

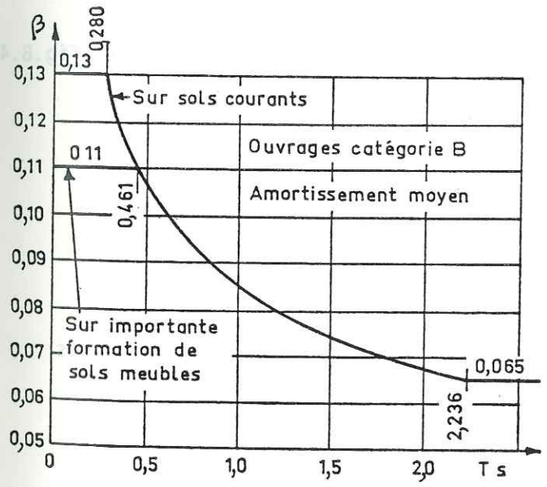
La définition de σ_x est donnée par $\sigma_x = \alpha\beta\gamma\delta$ où α, β, γ et δ sont des coefficients sans dimension, dénommés respectivement :

- coefficient d'intensité,
- coefficient de réponse,
- coefficient de distribution,
- coefficient de fondation.

- α ; si i_N est l'intensité nominale alors $\alpha = 2^{(i_N-8)}$
  en d'autres termes, on admet que les sollicitations doublent toutes les fois que l'on progresse d'une unité dans l'échelle des intensités.
- β ; caractérise l'importance de la réponse de la structure, et dépend
  - de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée,
  - du degré d'amortissement de l'ouvrage (normal, moyen, faible),
  - accessoirement, de la nature du sol de fondation.

Les valeurs sont données sur les courbes suivantes :





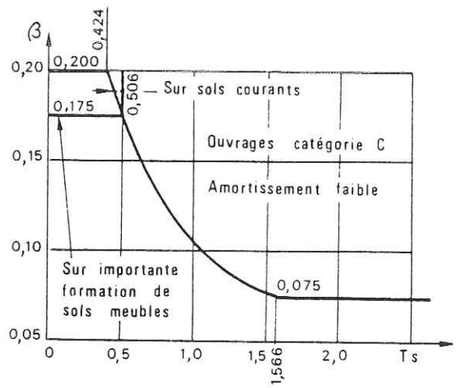


Figure B.3

- γ ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Soit M(z) la masse concentrée à la côte z
m(z) la masse répartie/unité de longueur
A(z) l'élongation pour le mode fondamental

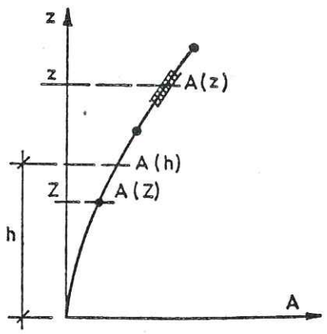


Figure B.4

Le coefficient $\gamma(h)$ applicable à tout élément situé à la côte h (fig.B.4) s'exprime par

$$\gamma(h) = A(h) \frac{\Sigma M(z)\, A(z) + \int m(z)\, A(z)\, dz}{\Sigma M(z)\, A^2(z) + \int m(z)\, A^2(z)\, dz}$$

Σ et $\int$ sont étendues à toutes les masses concentrées et réparties.

- δ est un facteur correcteur essayant de tenir compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage.

Tableau 3 d'après |2|

Fondation	SOL			
	rocher A	terrains de consistance moyenne B	terrains meubles C	Limons et vases gorgés d'eau D
Semelles superficielles	1	1,15	1,25	
Semelles sur puits	0,9	1	1,15	
Radier		1	1,10	1,20
Pieux en pointe à travers les sols B, C, D		1,10	1,15	1,30
pieux flottants		1,10	1,30	

Systèmes de forces verticales

Le coefficient σ_V est pris égal à $\pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$ où σ_H est le max des σ_X.
Si $\alpha < 1$ alors $\sigma_V = \sigma_H$

5. La justification des règles PS 69 |1|

L'expérience de séismes récents au cours desquels ont été mises à l'épreuve des constructions réalisées suivant ces règles ou d'autres d'inspiration voisine, fait apparaître des résultats convenables dans la plupart des cas.

Une révision qui est d'ailleurs en cours s'imposait pour tenir compte des récentes acquisitions du génie sismique et pour harmoniser nos textes avec ceux des autres pays.

Les informations recueillies ces dernières années appellent de leur côté un rajustement de la carte des zones sismiques.

6. Les nouvelles règles

Elles seront applicables aux ouvrages d'art et à de nouveaux types de constructions industrielles comme par exemple les réservoirs. En sont exclus :

- les ouvrages couverts par une autre règlementation (installations nucléaires),
- les ouvrages pour lesquels la formulation de nouvelles exigences de sécurité est nécessaire : industries chimiques particulièrement dangereuses, grands barrages, très grands ponts,
- les ouvrages pour lesquels les règles fournissent des éléments de modélisation insuffisants : digues, ouvrages à la mer, ouvrages en terre.

Pour les problèmes de fondation il y aura des compléments dans les domaines suivants :

- dispositions générales d'infrastructure,
- pieux,
- parois moulées,
- ouvrages de soutènement et parois ancrées.

Seront aussi précisées les conditions de vérification de la sécurité vis-à-vis des phénomènes de liquéfaction.

B I B L I O G R A P H I E

|1| RAPPORT à l'Académie des Sciences sur la définition et la prise en compte des risques sismiques - Mai 1982

|2| REGLES PARASISMIQUES 1969 et ANNEXES (REGLES PS 69). D.T.U. Groupe de coordination des Textes techniques

C. LE COMPORTEMENT DES OUVRAGES EN TERRE AUX SEISMES

INTRODUCTION

I. LES ETUDES DE CAS

1. Les références
2. Les dommages observés
3. L'analyse des observations
4. Les études à réaliser lors du projet

II. LES PERFORMANCES DES ANALYSES PSEUDOSTATIQUES

1. De mauvais résultats
2. Le champ d'application des méthodes pseudostatiques

BIBLIOGRAPHIE

C. LE COMPORTEMENT DES OUVRAGES EN TERRE AUX SEISMES

Cette étude porte surtout sur les barrages. Malheureusement, ceux-ci existent tout de même en nombre relativement limité (comparé aux bâtiments et autres ouvrages d'art par exemple) et sont construits avec des sols d'origine et de caractéristiques géotechniques différentes. De plus, ils n'ont pas été soumis à un seul et même tremblement de terre mais à des secousses dont les caractéristiques géophysiques diffèrent.

Dans ces conditions il est difficile de donner des conclusions générales, mais on peut cependant avoir quelques idées sur le comportement de ces ouvrages.

I. LES ETUDES DE CAS

1. Les références

C. Martin Duke a examiné 18 barrages touchés par des séismes |3| . Les données relatives à ces ouvrages et les conséquences des séismes qui les ont touchés figurent dans les tableaux à la fin de ce chapitre.

Kawakami a présenté des statistiques relatives à 53 barrages en terre touchés par le séisme de Oga en 1939 qui a atteint 6,6 sur l'échelle de Richter. Il a analysé les différents types de dommages subis par les ouvrages.

Quant à l'étude menée par Seed |10| elle examine les conséquences du tremblement de terre de San Francisco en 1906. Il y a eu alors 33 barrages situés à moins de 60 km de la faille (dont 15 à moins de 10 km) qui ont subit un séisme de magnitude 8 1/4, ce qui correspnd à une forte secousse pendant une longue durée (environ 1 mn).

2. Les dommages observés

Le trait commun aux 18 barrages examinés par C. Martin Duke est une fissuration longitudinale de la crête. Cette fissuration est parfois accompagnée de tassements, de mouvement horizontaux de certaines parties du parement et de fissures de structures attenantes. Bien que tous ces ouvrages aient été construits sans l'aide des techniques modernes de compactage, il n'est fait état que de 2 ruptures totales avec déversement de l'eau de la retenue.

Ces observations sont confirmées par l'étude de Kawakami.

Tableau 4

Types de dommages	Nombre de barrages concernés (/53)
Fissures parallèles à la crête	43
Fissures perpendiculaires à la crête	5
Rupture par cause inconnue	7
Endommagement de type inconnu	2
Effondrement des pentes sans fissure	1
Effondrement des pentes avec fissures :	
Effondrement de la pente amont	17
Effondrement de la pente aval	6
Effondrement des pentes amont et aval	8
Fissuration sans effondrement	18

A Kern Country, en 1952, on a également observé une fissuration de la crête, un effondrement des faces intérieures et de forts tassements sur des remblais non compactés de 1,50 à 4 m de haut servant à stocker l'eau nécessaire à l'irrigation.

L'étude menée par Seed à partir du tremblement de terre de San Francisco en 1906 montre qu'aucun de ces vieux barrages n'a subi de dégât important et qu'il n'y a pas eu mise en évidence d'instabilité de pente.

Ce résultat n'est pas dû à l'usage de faibles pentes (elles variaient de 2 : 1 à 3 : 1) ni à la grande qualité de la construction (les moyens de compactage de l'époque ne le permettaient pas). Ils avaient cependant une particularité commune : celle d'être constitués d'un matériau argileux et d'être fondés soit sur du rocher soit sur de l'argile. Seul deux d'entre eux étaient bâtis en sable et apparemment non saturés. On peut donc estimer raisonnablement que les barrages construits à l'aide d'un matériau argileux offrent une grande sécurité vis-à-vis de la stabilité des pentes aux séismes.

Cette importante conclusion est d'ailleurs renforcée par les études menées au Japon sur le séisme d'Ojika en 1939. Celui-ci a provoqué 12 ruptures totales de barrages et 40 cas de ruptures de pente. Les conclusions de cette étude étaient les suivantes :

- il y a eu peu de ruptures pendant la secousse elle-même, la plupart ayant eu lieu entre quelques heures et même 24 heures après le séisme ;
- la majorité des barrages détruits ou endommagés étaient constitués de sols sableux, alors que l'on a constaté aucune rupture dans les remblais d'argile,
- même à proximité de l'épicentre, il n'y a pas eu de rupture totale de barrages construits avec des matériaux argileux, alors que loin de l'épicentre, il y a eu de nombreuses ruptures de remblais composés de sols sableux.

3. L'analyse des observations

Les différentes études que nous venons de présenter permettent de tirer les conclusions suivantes :

- les barrages qui se sont rompus étaient construits avec ou sur du sable saturé. En effet, les barrages à remblais de sols pulvérulents saturés sont vulnérables aux séismes. Ils ne peuvent supporter que des accélérations inférieures à 0,2 g et des magnitudes inférieures à 6 1/2. La principale cause de rupture de ce type d'ouvrage soumis à de forts séismes est l'accroissement

de la pression interstitielle dans le remblai et la possibilité de perte de résistance et de liquéfaction qui peut en découler. Il est impossible d'étudier ce comportement par les méthodes pseudostatiques, il faut alors employer d'autres techniques.

- les barrages conçus et construits selon les techniques modernes, c'est-à-dire avec un compactage contrôlé et des matériaux choisis pour prévenir les excès de pression interstitielle et les infiltrations, en construisant des pentes faibles, des fondations résistantes et en prévoyant lors du calcul de stabilité une force sismique latérale, ces barrages ne devraient pas être endommagés pendant un séisme dont les accélérations restent inférieures à 0,2 g.
- les barrages en enrochement supportent les forts séismes sans trop de dégât, mais leur comportement est meilleur s'ils sont recouverts de béton.
- De nombreux barrages argileux fondés sur de l'argile ou du rocher supportent des accélérations de 0,35 à 0,8 g pour une magnitude de 8 1/4 sans dommages apparents.
- les dégâts sont cependant inévitables lorsqu'une faille de déplacement traverse le barrage.
- il faut aussi noter que la période pendant laquelle le barrage peut évoluer voire rompre comprend non seulement la durée de la secousse elle-même, mais aussi une longue période de plusieurs heures par la suite, à cause des infiltrations rendues possibles par l'ouverture de fissures et des ruptures de pente résultant d'une redistribution des pressions interstitielles.

4. Les études à réaliser lors du projet

Il est inutile de perdre temps et argent à étudier le comportement aux séismes des barrages bien construits si l'on ne prévoit pas des accélérations supérieures à 0,2 g ; il faut concentrer la totalité des efforts sur les ouvrages qui doivent résister aux grands tremblements de terre ou qui sont en grande partie constitués de sable saturé.

En étudiant la résistance d'un barrage aux séismes, l'ingénieur doit prévoir les modes de rupture suivants |11| :

- le glissement de tout ou partie des faces amont et aval, pour des conditions extrêmes de pression interstitielle et de saturation ;
- la fissuration longitudinale du barrage due à la distorsion induite par le séisme ;
- le déplacement transversal du barrage par rapport à ses appuis ;
- le tassement du barrage et/ou de sa fondation ;
- la mise en charge des conduites, évacuateur et autres structures annexes à la suite des mouvements différentiels du sol ;
- la possibilité du passage de la faille dans le barrage ;
- les effets des vagues induites par le séisme.

En ce qui concerne le dernier point, il peut être intéressant de citer les travaux de Hall et Chopra |5| sur les effets hydrodynamiques dans la réponse des barrages soumis à un séisme. Ils montrent en modélisant le barrage par un prisme d'effort tranchant et en tenant compte de la compressibilité de l'eau et de l'interaction fluide fondation que les effets hydrodynamiques sont relativement peu importants dans la réponse des barrages soumis à un mouvement horizontal du terrain. Ils expliquent ce résultat par les forces d'inertie associées à la masse du barrage qui dominent les pressions hydrodynamiques relativement faibles produites par l'accélération de la face du barrage. Ils ont également montré que la réponse à un mouvement vertical est faible comparée à celle due à un mouvement horizontal du terrain.

II. LES PERFORMANCES DES ANALYSES PSEUDOSTATIQUES

1. De mauvais résultats

La meilleure façon de juger des performances d'une méthode de calcul est de comparer les résultats prévus par la théorie avec ceux fournis par la réalité. Cependant dans le cas des barrages en terre construits à partir des résultats de l'analyse pseudostatique, ce n'est pas vraiment simple car les fortes secousses sismiques sont tout de même exceptionnelles.

C'est le séisme de San Fernando en 1971 qui a servi de banc d'essai, dramatique d'ailleurs. Il a en effet provoqué des glissements de pente dans 2 barrages importants : San Fernando Inférieur et San Fernando Supérieur, prouvant par là même l'incapacité de cette approche à prédire le comportement de l'ouvrage pendant le séisme. Déjà en 1964 lors du séisme de l' Alaska on s'aperçut qu'il avait été impossible de prévoir les glissements de terrain d'Anchorage par une méthode pseudostatique. De même pour une étude portant sur la rupture de barrage de Sheffield pendant le tremblement de terre de Santa Barbara en Californie en 1925. Encore dernièrement, au Japon en 1978 pendant le séisme de Izu Oshima, un barrage de stockage conçu à partir d'une méthode pseudostatique s'est rompu, libérant environ 70 000 m³ de déchets contaminés et provoquant une pollution grave.

Barrage	Coefficient sismique	Facteur de sécurité (pseudostatiq)	Effets du séisme
Sheffield	0,1	1,2	Rupture totale
San Fernando Inférieur	0,15	1,3	Rupture de pente amont
San Fernando Supérieur	0,15	≃2,0 à 2,5	Glissement de la crête vers l'aval d'1,5 m
Barrage de stockage	0,2	≃ 1,3	Rupture du barrage avec libération des déchets contaminés stockés

Tableau 5

2. Le champ d'application des méthodes pseudostatiques

Les résultats du paragraphe précédent ne semblent guère encourageants pour l'emploi de ces méthodes. Faut-il pour autant les condamner totalement ?

Newmark |7| en 1965 a proposé les éléments de base d'une méthode d'évaluation des déformations d'un barrage lors d'un tremblement de terre (cf.chapitre H:Le calcul des déplacements). La validité des principes fondamentaux de cette approche a été montrée sur des modèles par Goodman et Seed (en 1966) |4| , des raffinements dans le calcul des accélérations ont été apportés par Seed et Martin (1966) |9| et Ambraseys et Sarma (1967)|1|. La méthode est particulièrement utile dans le cas où l'on peut déterminer la résistance au glissement c'est-à-dire lorsqu'il y a peu de variations de pression interstitielle. Des méthodes dynamiques ont ensuite été mises au point (Makdisi et Seed (1978) |6|) pour le calcul des accélérations induites. Des calculs de déplacements ont été menés par Ambraseys (1973) |2| Sarma (1975) |8| et Makdisi et Seed (1978) |6| pour une magnitude de 6,5. Makdisi et Seed ont par ailleurs fait d'autres calculs pour des magnitudes allant jusqu'à 8,5.

On peut se rendre compte dans des exemples qu'un remblai conçu pour supporter une force d'inertie de 0,1 à 0,15 g ne subira pas de déplacements importants lors d'un séisme dont l'accélération maximale reste inférieure à 0,75 g s'il n'y a pas d'augmentation de pression interstitielle et de variation importante de résistance pendant la secousse.

Ceci reste à vérifier dans la réalité, mais si cela était réellement le cas, il suffirait pour assurer un comportement acceptable de l'ouvrage de réaliser une analyse pseudostatique dont les critères sont les suivants :

Magnitude	Critère
6 1/2	Facteur de sécurité = 1,15 pour un coefficient = 0,1
8 1/4	Facteur de sécurité = 1,15 pour un coefficient = 0,15

Tableau 6

Cela nous conduit à la conclusion que la méthode d'analyse pseudo-statique est acceptable pour certains sols (perte de résistance inférieure à 15 %, argile, sable dense saturé, sable argileux) et la décision critique que doit prendre le concepteur est de savoir si le sol étudié appartient ou non à cette catégorie.

Cela peut se déterminer par des essais de laboratoire. D'ailleurs l'expérience au laboratoire et la réalité montrent que les sols argileux, les sables secs et quelques sables denses saturés ne présentent pas de pertes substantielles de résistance et que les analyses pseudostatiques sont alors acceptables pour dimensionner les remblais réalisés avec ce type de sols. En cas de doute cependant, une étude attentive en laboratoire est nécessaire pour déterminer la méthode de calcul à mettre en oeuvre.

Il est assez intéressant de noter que la méthode de Newmark |7|, basée sur le concept des déplacements mène à la conclusion que pour certains types de sols et avec certaines restrictions relatives à la pression interstitielle et aux pertes de résistance, la très classique et simpliste méthode pseudostatique donne souvent de bons résultats.

Tableau 7

DESCRIPTION DES BARRAGES (Ref. C.Martin Duke)

Nom	Lieu	Année de construction	Dimensions et caractéristiques	Matériaux
Augusta	Géorgie		Usine électrique sur affluent du Savannah	Barrage en terre, terrain en sol mou recouvrant du rocher
San Andreas	San Francisco	1875	h = 97' crête 25' pente amont 3,5:1 pente aval 3 :1 2 crêtes de longueur 705' et 192'	Fondé sur 46' de couches de sable, d'argile et de gravier surmontant le rocher. Mur central sur rocher.
Crystal Springs supérieur	San Francisco	1877	h = 90' même niveau d'eau de chaque côté dû à la construction d'un autre barrage à l'aval.	Barrage en terre avec noyau d'argile fondation : argile et gravier.
Ancien San Andreas	San Francisco	< 1875	Crête 180' long 51' étanchéité brique complètement submergé derrière un autre barrage.	Barrage en terre.
Saratoga	Saratoga		2 petits barrages proches de 2 extrémités d'un réservoir plein.	Barrage en terre.
Piedmont n°2	Oakland	1906	Juste terminé. Réservoir plein face amont de 15 cm en béton.	Remblai de terre en fines couches
Ono	1000 km Ouest Tokyo	1914	h = 121' Crête = 850'	Barrage en terre à noyau argileux fondé sur rocher mais fondation gauche sur alluvions.
Tokyo	30km Ouest Tokyo	1923	h = 79' 18,4 Mm^3 capacité.	Remblai mis en place par couches de 6" et compacté à 4". Noyau d'argile et gravier.
Murayama supérieur	25km Ouest Tokyo	1923	Juste terminé. Réservoir vide.	Remblai en terre.
Murayama inférieur	"	1923-1924	En construction. 52' de haut pour 98' prévu crête 1920 Réservoir vide.	Barrage en terre avec noyau argileux fondé sur formation tertiaire.
Sheffield	Santa Barbara		h = 30' crête 20' de large pentes amont et aval 2,5 : 1. eau 20'.	Remblai hydraulique. Partiellemt saturé fondé sur des alluvions surmontant du grès.
Cogoti	Chili	1938	h = 246' pente amont 1,6 : 1 aval 1,8 : 1 conçu pour résister aux séismes.	Enrochements.
Otaniike	Shikoku Japon	1920	h = 69' Crête de 24' de large. pente amont 4 : 1 aval 3 : 1. profondeur d'eau 49'.	Remblai de terre avec noyau central imperméable. Fondé sur du grès.
Yuba	Nevada City Californie	1910 1949	h = 25' Crête longueur 880' largeur 12' pente amont 2,5 : 1 aval 1,75 : 1. En 1949, renforcement de la crête et de la pente aval. Réservoir plein.	1910. Détachement d'une partie de remblai de terre à partir d'une formation ignée poreuse. 1949. Renforcement moins perméable, compacté mécaniquement. Fortes pressions interstitielles suspectées derrière. Fondé sur de l'argile.
Buenavista	Californie	1890 1927	h = 17' Crête de 8 km de long	Barrage en terre. Noyau d'argile ajouté en 1927 sur une partie du barrage. Fondations contenant des cavités de gypse.
Dry Canyon	Californie	1912	h = 64' Crête 560' de long 20' de large pente amont 2,5 : 1 aval 2,2 : 2	Remblai hydraulique.
South Haiwee	Californie	1912	h = 90' Crête de 1500' long.	Remblai hydraulique.
Hebgen	Montana	1913	h = 86' Crête de 721' long 20' large pente amont 3 : 1 aval 2,5 : 1 noyau mur en béton fondé sur le rocher.	Remblai en terre. La partie nord était fondée sur un ancien glissement. Des vagues de 12' de haut ont franchi le barrage.

Tableau 8

DEGATS CAUSES AUX BARRAGES PAR LES SEISMES

Nom	Année de séisme Intensité	Effets sismiques
Augusta	1886-VIII	Un certain nombre de fissures transversales se sont développées et ont été élargies par l'érosion → effondrement aval.
San Andreas	1906-X	Importants dégâts aux ouvrages annexes (tunnels maçonnés, tour interne). Quelques fissures sur la crête. Pas de réparation nécessaire au barrage lui-même.
Crystal Spings Supérieur	1906-IX	Pas besoin de réparer le barrage.
San Andreas ancien	1906-X	Fissures de 2 pouces sur le parement.
Saratoga	1906-IX	La faille a traversé transversalement les 2 barrages. Le barrage Nord a une fissure longitudinale et des tassements de la pente intérieure. Le réservoir s'est vidé à cause d'une fracture de 10 pouces dans le barrage Sud avec une érosion de la pente intérieure.
Piedmont n°2	1906-VII	Tassement de 6 pouces au centre. quelques petites fissures à une extrémité. parement béton intact.
Ono	1923-VIII	Fissures longitudinales sur les 2 pentes. fissure importante sur l'appui gauche. la fissure la plus grande avait 8 pouces de large pour 30' de profondeur. tassement de la crête > 8".
Tokyo	1923-VIII	Tassement du barrage de 8 pouces.
Murayama supérieur	1923-VIII	Tassement de la crête de 8 pouces. pas de fissure.
Murayama inférieur	1923-VIII	3 fissures longitudinales près de la crête = la plus grande : 220' de long 30' de profondeur.
Sheffield	1925-VIII	Glissement de 300' sur 100' de long en aval, vidant le réservoir.
Cogoti	1943-VIII IX	Le barrage s'est tassé de 13,5 pouces depuis sa construction. Il s'est tassé de 15 pouces pendant le séisme. Aucun tassement par la suite.
Otaniike	1946-VI	Fissure longitudinale près de la crête de 250' de long. D'autres fissures sur la face amont parallèles à la crête.
Yuba	1951-VI	Glissement de 75' de large sur la face aval, s'étendant à 35' au-delà du pied du parement.
Buena Vista	1952-VII X	Tassement de 42' sur 100' de long. Fissure longitudinale de 2200' sur la crête. Liquéfaction à l'extrémité Sud. Un glissement intérieur.
Dry Canyon	1952-VII	Fissures longitudinales sur presque toute la longueur de la crête, 5' à partir du côté aval, s'étendant au noyau et s'incurvant vers le réservoir. D'anciennes fissuresse sont réouvertes sur la face en béton.
South Haiwee	1952-VI	Fissures longitudinales sur 250' de la crête, entre la face amont et le centre, sous forme d'un arc plat horizontal dont la concavité est tournée vers l'aval.
Hebgen	1959-VII IX	Tassement du remblai de 4' de part et d'autre du noyau-mur. Le déplacement du mur varie de 0 à 1' verticalement et horizontalement. Quelques fissures longitudinales sur la crête près des appuis. Erosion sur la pente aval.

B I B L I O G R A P H I E

|1| N.N. AMBRASEYS, S.K. SARMA (1967) The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes. Geotechnique 17, N°3, pp. 181-213.

|2| N.N. AMBRASEYS (1973) Dynamics and Response of Foundation Materials in Epicentral Regions of Strong Earthquakes. Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering. Rome.

|3| C.M. DUKE (1960) Foundations and Earth Structures in Earthquakes. Proceeding of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering. Japan.

|4| R.E. GOODMAN, H.B. SEED (1966) Earthquake-Induced Deplacements in Sand Embankment. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. A.S.C.E., Vol. 92, N° SM2, pp. 125-146.

|5| J.F. HALL, A.K. CHOPRA (1982) Hydrodynamic Effects in Earthquake Response of Embankment Dams. Journal of the Geotechnical Engineering Division. A.S.C.E., Vol. 108, N° GT4, April 1982, pp. 591-597.

|6| F.I. MAKDISI, H.B. SEED (1978) Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations. Journal of Geotechnical Engineering Division. A.S.C.E., Vol. 104, N° GT7, pp. 849-867.

|7| N.M. NEWMARK (1965) Effects of Earthquakes on Dams and Embankments.Fifth Rankine Lecture. Geotechnique 15, N°2, pp. 139-160.

|8| S.K. SARMA (1975) Seismic Stability of Earth Dams and Embankments. Geotechnique 25, N°4, pp. 743-761.

|9| H.B. SEED, G.R. MARTIN (1966) The Seismic Coefficient in Earth Dam Design. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. A.S.C.E., Vol. 92, N° SM3, pp. 59-83.

|10| H.B. SEED (1979) Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams. Geotechnique 29, N°3, pp. 215-263.

|11| J.L. SHERARD (1967) Earthquake Considerations in Earth Dam Design. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. A.S.C.E., Vol. 93, N° SM4, July 1967, pp. 377-401.

ANNEXE 1

I. LES ECHELLES D'INTENSITE

1. Echelle Macrosismique Internationale d'Intensité
2. Echelle Macrosismique MSK 1964

II. NOTIONS DE SISMICITE HISTORIQUE

1. Carte de la sismicité du Bassin Méditerranéen
2. Carte de la sismicité historique en France
3. Carte des intensités maximales probables en France

III. LES CODES DE CONSTRUCTION PARASISMIQUE

1. Résumé des pays à risque sismique et des codes existants
2. Que doit-on trouver dans un code de contruction antisismique ?
3. Tableau des pays à risque sismique
4. Remarques

1. ÉCHELLE MACROSISMIQUE INTERNATIONALE D'INTENSITÉ

(à rapprocher de l'Échelle de Mercalli modifiée
ou de l'Échelle de Mercalli-Cancani-Sieberg)

Degré I. — Secousse imperceptible à l'homme, inscrite seulement par les séismographes.

Degré II. — Secousse ressentie par un petit nombre d'observateurs et surtout, par ceux situés aux étages supérieurs des maisons.

Degré III. — Secousse ressentie par un certain nombre d'habitants, comme le serait l'ébranlement produit par une voiture lancée à grande vitesse; la direction et la durée de la secousse peuvent parfois être appréciées.

Degré IV. — Ébranlement constaté par quelques personnes en plein air, par beaucoup à l'intérieur des maisons; vibration de vaisselle, craquements des planchers et des plafonds.

Degré V. — Ébranlement constaté par toute la population; réveil des dormeurs; ébranlement de meubles et de lits.

Degré VI. — Des personnes effrayées sortent des habitations; tintement général des sonnettes, arrêt des pendules; crépis fendillés, vaisselle brisée; cloches mises en branle, chute de plâtras.

Degré VII. — Maisons légèrement endommagées, lézardes dans les murs; chute de cheminées isolées en mauvais état; écroulement de minarets, de mosquées ou d'églises mal construites.

Degré VIII. — Sérieux dommages, fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées, chute de clochers d'église; renversement ou rotation des statues, des monuments funéraires; fissures dans les pentes raides ou dans les terrains humides; chute de rochers en montagne.

Degré IX. — De solides maisons de construction européenne sont sérieusement endommagées, un grand nombre rendues inhabitables; d'autres s'écroulent plus ou moins complètement.

Degré X. — La plupart des bâtiments en pierre et en charpente sont détruits avec leurs fondations; fentes dans les murs en briques; rails de chemins de fer légèrement recourbés; dommages aux ponts; tuyaux de conduite brisés ou refoulés les uns dans les autres; fentes et plis ondulés dans les rues; éboulements; l'eau des rivières et des lacs est projetée sur le rivage.

Degré XI. — Destruction totale des bâtiments de pierre, des ponts, des digues; larges déchirures et crevasses dans le sol; grands éboulements de terrain.

Degré XII. — Rien ne demeure plus des œuvres humaines; changements dans la topographie; formation de grandes failles; dislocations horizontales et cisaillements du sol; rivières détournées de leur cours.

2. ÉCHELLE MACROSISMIQUE MSK 1964

1. Terminologie et classification des termes utilisés dans l'échelle.

I. **Classification des constructions** (constructions non antisismiques)

Type A : Maisons en argile, pisé, briques crues; maisons rurales; constructions en pierres tout venant.

Type B : Constructions en briques ordinaires, ou en blocs de béton; constructions mixtes maçonnerie-bois; constructions en pierres taillées.

Type C : Constructions armées; constructions de qualité en bois.

II. **Définition des termes de quantités**

Quelques	: 5 % environ
Beaucoup, nombreux	: 50 %
La plupart	: 75 %

III. **Degrés d'endommagement des constructions**

1er Degré : Dommages légers : fissurations des plâtres; chutes de petits débris de plâtre.

2e Degré : Dommages modérés : fissurations des murs; chutes d'assez gros débris de plâtre; chutes de tuiles; fissurations de cheminées ou chutes de parties de cheminées.

3e Degré : Sérieux dommages : lézardes larges et profondes dans les murs; chutes de cheminées.

4e Degré : Destruction : brèches dans les murs; effondrements partiels éventuels; destruction de la solidarité entre parties différentes d'une construction; destruction de remplissages ou de cloisons intérieures.

5e Degré : Dommage total : effondrement total de la construction.

IV. **Effets considérés dans l'échelle**

a) Effets sur les personnes et leur environnement;

b) Effets sur les structures de toute nature;

c) Effets sur les sites naturels.

2. Degrés de l'échelle d'intensité

I. **Secousse non perceptible**

a) L'intensité de la vibration se situe en dessous du seuil de perception humaine; la secousse est détectée et enregistrée seulement par les séismographes.

II. **Secousse à peine perceptible**

a) La secousse est ressentie seulement par quelques individus au repos dans leur habitation, plus particulièrement dans les étages supérieurs des bâtiments.

III. **Secousse faible ressentie seulement de façon partielle**

a) La secousse est ressentie par quelques personnes à l'intérieur des constructions et n'est ressentie à l'extérieur qu'en cas de circonstances favorables. La vibration ressemble à celle causée par le passage d'un camion léger. Des observateurs attentifs notent un léger balancement des objets suspendus, balancement plus accentué dans les étages supérieurs.

IV. **Secousse largement ressentie**

a) Le séisme est ressenti à l'intérieur des constructions par de nombreuses personnes, et par quelques personnes à l'extérieur. Des dormeurs isolés sont réveillés mais personne n'est effrayé. La vibration est comparable à celle due au passage d'un camion lourdement chargé. Les fenêtres, les portes et les assiettes tremblent. Les planchers et les murs font entendre des craquements. Le mobilier commence à être secoué. Les liquides contenus dans des récipients ouverts s'agitent légèrement. Les objets suspendus se balancent légèrement.

V. **Réveil des dormeurs**

a) Le séisme est ressenti à l'intérieur par tout le monde et à l'extérieur par de nombreuses personnes. De nombreux dormeurs s'éveillent, quelques-uns sortent en courant. Les animaux sont nerveux. Les constructions sont agitées d'un tremblement général. Les objets suspendus sont animés d'un large balancement. Les tableaux cognent sur les murs ou sont projetés hors de leur emplacement. En certains cas, les pendules à balancier s'arrêtent. Les objets peu stables peuvent être renversés ou déplacés. Les portes ou les fenêtres ouvertes battent avec violence. Les liquides contenus dans des récipients bien remplis se répandent en petite quantité. La vibration est ressentie comme celle due à un objet lourd dégringolant dans le bâtiment.

b) De légers dommages du 1er degré sont possibles dans les bâtiments de type A.

c) Modification en certains cas du débit des sources.

VI. **Frayeur**

a) Le séisme est ressenti par la plupart des personnes aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur des bâtiments. De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent vers l'extérieur. Quelques personnes perdent l'équilibre. Les animaux domestiques s'échappent de leur stalle. Dans quelques cas, les assiettes et les verres peuvent se briser; les livres tomber. Le mobilier lourd peut se déplacer et dans les clochers les petites cloches peuvent tinter spontanément.

b) Dommages du 1er degré dans quelques constructions du type B et dans de nombreuses constructions du type A. Dans quelques bâtiments de type A, dommages du 2e degré.

c) En certains cas, des crevasses de l'ordre du centimètre peuvent se produire dans les sols détrempés; des glissements de terrain peuvent se produire en montagne; on peut observer des changements dans le débit des sources et le niveau des puits.

VII. **Dommages aux constructions**

a) La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent au-dehors. Beaucoup ont de la difficulté à rester debout. La vibration est ressentie par des personnes conduisant des voitures automobiles. De grosses cloches se mettent à sonner.

b) Dans de nombreux bâtiments du type C, dommages du 1er degré; dans de nombreux bâtiments de type B, dommages du 2e degré. De nombreux bâtiments du type A sont endommagés au 3e degré et quelques-uns au 4e degré. Dans quelques cas glissement des routes le long des pentes raides; fissures en travers des routes; joints de canalisations endommagés; fissures dans les murs de pierres.

c) Des vagues se forment sur l'eau et celle-ci est troublée par la boue mise en mouvement. Les niveaux d'eau dans les puits et le débit des sources changent. Dans quelques cas des sources taries se remettent à couler et des sources existantes se tarissent. Dans des cas isolés des talus de sable ou de gravier s'éboulent partiellement.

VIII. **Destruction de bâtiments**

a) Frayeur et panique; même les personnes conduisant des voitures automobiles sont effrayées. Dans quelques cas des branches d'arbres cassent. Le mobilier, même lourd, se déplace ou se renverse. Les lampes suspendues sont endommagées en partie.

b) De nombreux bâtiments du type C subissent des dommages du 2e degré et quelques-uns du 3e degré; quelques bâtiments de type B sont endommagés au 3e degré et quelques-uns au 4e degré. De nombreux bâtiments du type A sont endommagés au 4e degré et quelques-uns au 5e degré. Ruptures occasionnelles de joints de canalisations. Les monuments et les statues se déplacent ou tournent sur eux-mêmes. Les stèles funéraires se renversent. Les murs de pierre s'effondrent.

c) Petits glissements de terrain dans les ravins et dans les routes en talus sur de fortes pentes; les crevasses dans le sol atteignent plusieurs centimètres de largeur. L'eau des lacs devient trouble. De nouvelles retenues d'eau se créent dans les vallées. Des puits asséchés se remplissent et des puits existants se tarissent. Dans de nombreux cas changement dans le débit et le niveau de l'eau.

IX. **Dommages généralisés aux constructions**

a) Panique générale; dégâts considérables au mobilier. Les animaux affolés courent dans toutes les directions et poussent des cris.

b) De nombreux bâtiments du type C subissent des dommages du 3e degré, quelques-uns du 4e degré. De nombreux bâtiments du type B subissent des dommages du 4e degré et quelques-uns du 5e degré. De nombreux bâtiments du type A sont endommagés au 5e degré. Les monuments et les colonnes tombent. Dommages considérables aux réservoirs au sol; rupture partielle des canalisations souterraines. Dans quelques cas, des rails de chemins de fer sont pliés, des routes endommagées.

c) Des projections d'eau, de sable et de boue sur les plages sont souvent observées. Les crevasses dans le sol atteignent 10 cm; elles dépassent 10 cm sur les pentes et les berges des rivières. En outre, un grand nombre de petites crevasses s'observent dans le sol; chutes de rochers; nombreux glissements de terrain; grandes vagues sur l'eau-des puits asséchés peuvent retrouver leur débit et des puit; existants peuvent s'assécher.

X. **Destruction générale des bâtiments**

b) De nombreux bâtiments de type C subissent des dommages du 4e degré et quelques-uns du 5e degré. De nombreux bâtiments du type B subissent des dommages du 5e degré; la plupart des bâtiments du type A subissent des destructions du 5e degré; dommages dangereux aux barrages et aux digues; dommages sévères aux ponts. Les lignes de chemins de fer sont légèrement tordues. Les canalisations souterraines sont tordues ou rompues. Le pavage des rues et l'asphalte forment de grandes ondulations.

c) Les crevasses du sol présentent des largeurs de plusieurs centimètres et peuvent atteindre 1 m. Il se produit de larges crevasses parallèlement aux cours d'eau. Les terres meubles s'éboulent le long des pentes raides. De considérables glissements de terrain peuvent se produire dans les

berges des rivières et le long des rivages escarpés. Dans les zones littorales, déplacements de sable et de boue; changement des niveaux d'eau dans les puits; l'eau des canaux, des lacs, des rivières est projetée sur la terre. De nouveaux lacs se créent.

XI. **Catastrophes**

b) Dommages sévères même aux bâtiments bien construits, aux ponts, aux barrages et aux lignes de chemins de fer; les grandes routes deviennent inutilisables; les canalisations souterraines sont détruites.

c) Le terrain est considérablement déformé aussi bien par des mouvements dans les directions horizontales et verticales que par de larges crevasses; nombreux glissements de terrain et chutes de rochers. La détermination de l'intensité de la secousse nécessite des investigations spéciales.

XII. **Changement du paysage**

b) Pratiquement toutes les structures au-dessus et au-dessous du sol sont gravement endommagées ou détruites.

c) La topographie est bouleversée. D'énormes crevasses accompagnées d'importants déplacements horizontaux et verticaux sont observées. Des chutes de rochers et des affaissements de berges de rivières s'observent sur de vastes étendues. Des vallées sont barrées et transformées en lacs; des cascades apparaissent et des rivières sont déviées. La détermination de l'intensité nécessite des investigations spéciales.

II. NOTIONS DE SISMICITE HISTORIQUE

On trouvera ci-dessous une carte des principaux tremblements de terre catastrophiques dans le Bassin Méditerranéen depuis l'an mille |2|.

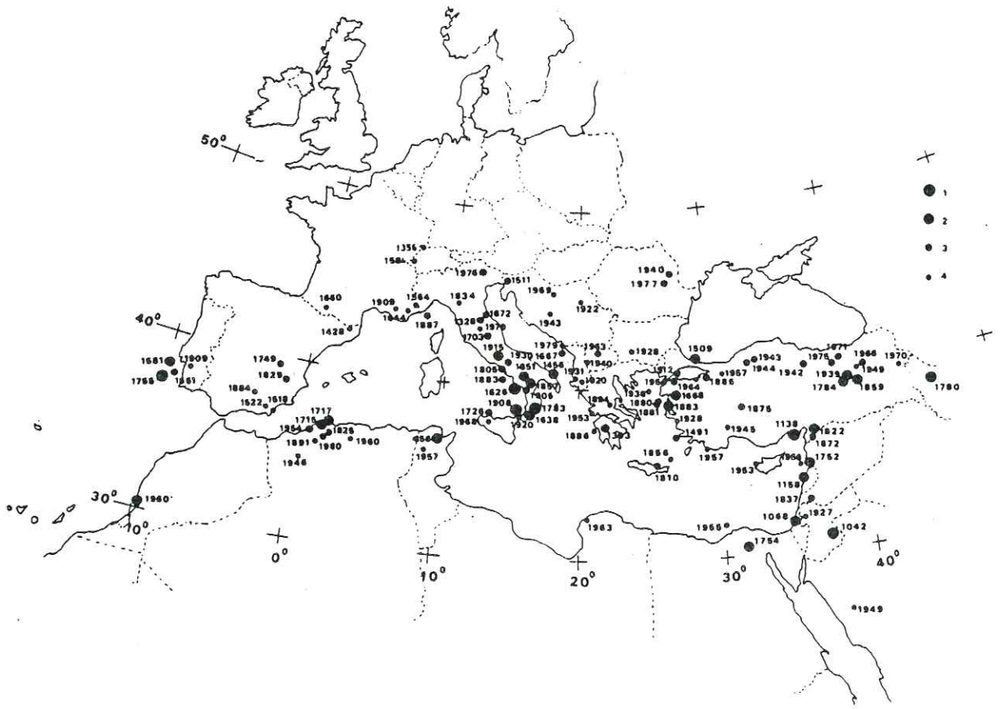


Figure A1.1

La france fait partie d'une zone de moyenne sismicité. La deuxième carte fait apparaître plus précisément la localisation des épicentres des séismes qui ont affecté le territoire métropolitain |2|. On pourra la comparer avec celle des intensités maximales probables présentée par J.P. ROTHE dans les Règles PS 69. |3|.

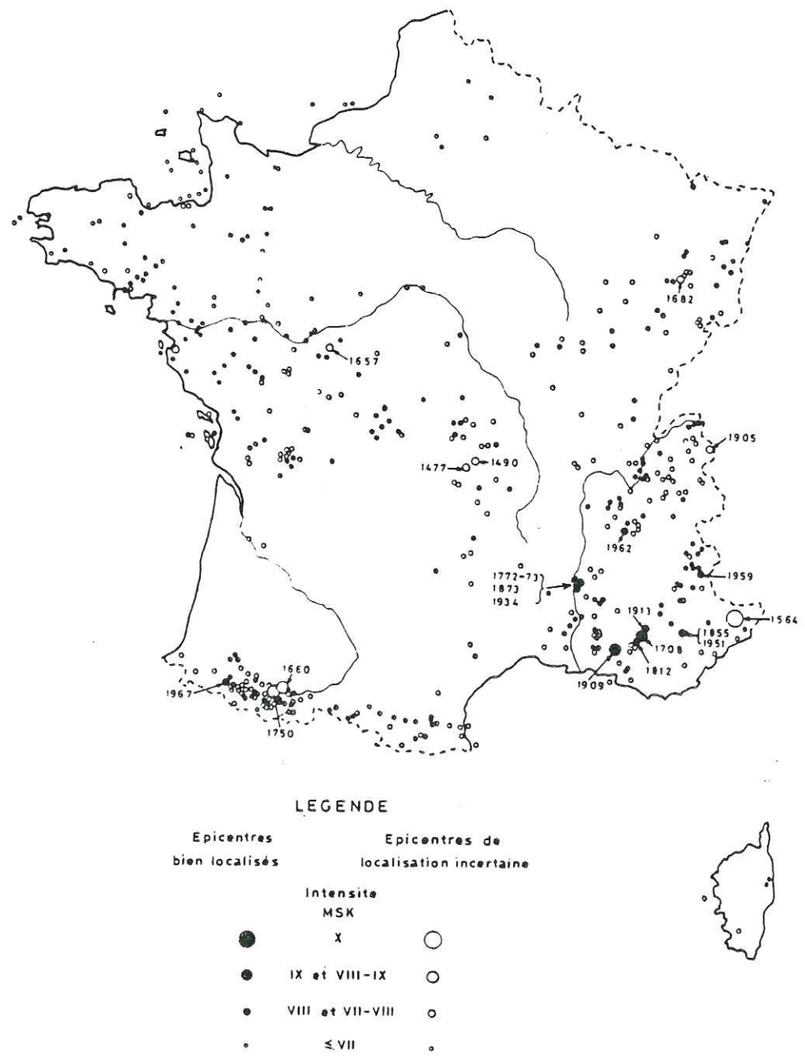


Figure A1.2 - Sismicité historique. Carte des épicentres connus d'après |2|.

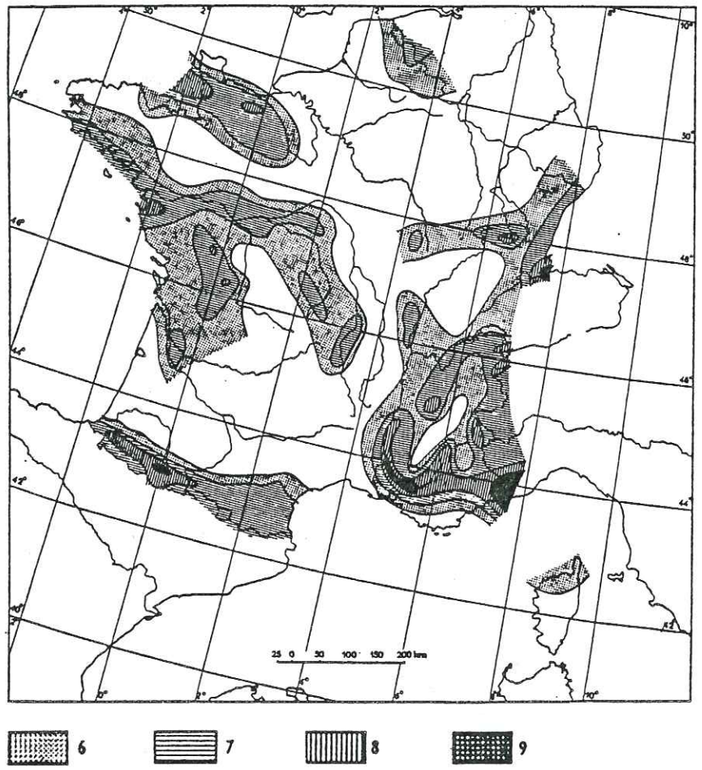


Figure A1.3 - Carte des intensités maximales probables d'après |3|.

III. LES CODES DE CONSTRUCTION PARASISMIQUE

1. Résumé des pays à risque sismique et des codes existants

Il y a environ une soixantaine de pays dans le monde où l'on doit tenir compte des séismes. La plupart de ces pays n'ont pas encore de code, mais le nombre de ceux-ci diminue chaque année |1|. Malheureusement, la minutie et le réalisme des codes existants varient considérablement et les règles de l'art sont telles que chaque code peut profiter d'améliorations sensibles.

Le tableau ci-après donne la liste des principaux pays à risque sismique et indique ceux qui possèdent un code. Les séismes peuvent néanmoins frapper n'importe quel pays un jour ou l'autre et l'on doit en tenir compte lors de l'élaboration de certaines structures dans des zones actuellement asismiques. Par exemple, en Angleterre, les réacteurs nucléaires sont conçus pour résister aux séismes. C'est une illustration de la question que l'on se pose à chaque réalisation : est-ce que cette structure doit être conçue pour résister aux séismes ?

Dans de nombreux cas, la valeur du coefficient k déterminée à partir du code sera trop faible pour la structure concernée. Dans certains pays, k sera sans doute trop faible et pour le béton armé plus encore que pour l'acier. Dans d'autres pays, pour le bon immeuble sur le site adéquat, pour le séisme cinquantenaire, la valeur donnée par le code sera suffisante sans autre modification.

2. Que doit-on trouver dans un code de construction parasismique ?

Il doit avoir trois directions principales :
- définir les efforts et le risque sismique,
- donner les critères de tenue des superstructures,
- donner les détails sur la conception et la construction parasismiques.

Actuellement, tous les codes sont inadaptés ou incomplets pour un ou plusieurs de ces aspects. Le mot "risque" a été délibérément placé après "efforts" pour rappeler aux concepteurs que les efforts sont un problème de probabilité et que le risque d'une surcharge importante due aux séismes est plus difficile à prévoir que pour les autres types de surcharge. Un bon code parasismique doit parler des efforts en termes de risque (probabilités et zones), d'usage de la structure (conséquences d'une ruine), de type de structure et des différents types de sols.

Les critères de tenue des superstructures doivent inclure des recommandations sur la simplicité et la symétrie des plans et dans la constance des dimensions des pièces de construction. Il faut aussi des recommandations de sécurité sur les espaces minimaux entre structures adjacentes et sur les dérives latérales pendant un séisme.

Les détails de construction figurent généralement explicitement ou implicitement dans les codes relatifs à des matériaux spécifiques comme le béton armé ou l'acier. Malheureusement ces codes sont rarement en accord avec le code général antisismique et ne peuvent donner les résistances exigées par les niveaux de risque de charge appliquée à la structure.

En conclusion, il faut redire que même le meilleur code a ses faiblesses et ne doit pas être utilisé aveuglément. Il faut si nécessaire renforcer les recommandations du code dans certains cas particuliers.

Tableau 9

PAYS	ANNEE DE PARUTION DU CODE	TAUX DE RISQUE SISMIQUE	COEFFICIENT MAXIMAL k = a/g	COMMENTAIRES
Afghanistan		élevé		
Albanie		élevé		
Algérie	1955*	moyen	0,175	Code moyen
Argentine	1965	élevé	0,120	Code moyen
Australie		faible		
Autriche	1966	faible	0,005	Code sans signification k troo faible
Bangla Desh		élevé		
Bolivie		moyen		
Bulgarie	1964	moyen	0,32	Code moyen
Birmanie		élevé		
Canada	1970	moyen en partie	0,033 à 0,017	Code basé sur celui des USA mais k trop faible
Caraïbes	1972			basé sur celui des USA
Chili	1972	élevé	0,144 à 0,096	Code moyen
Chine		élevé en partie		
Colombie		élevé		
Congo		faible		
Costa Rica		élevé		
Cuba	1964	faible	0,10 à 0,08	Code moyen
Chypre		élevé		
Rép.Dominicaine		élevé		
Equateur		élevé		
Salvador	1966	élevé	0,24 à 0,12	Code moyen
France	1967	moyen en partie	=0,22	Code moyen
Allemagne	1967	faible	0,10	Aucun détail, mais k certainement suffisant
Ghana		faible		
Gibraltar		faible		
Grèce	1959	élevé	0,16	Pas très bon
Guatemala		élevé		
Haïti		moyen		
Honduras		élevé		
Inde	1970	élevé en partie	0,12	Code supérieur à la moyenne
Indonésie	1970	élevé en partie	0,15	Code inférieur à la moyenne
Iran	1955	élevé	0,10	Code non officiel
Irak		élevé		
Israël	en proposition	faible	0,04	Ne donne que les forces
Italie	1962	élevé	0,10	Code pauvre
Jamaïque		moyen		
Japon	1951-68	élevé	0,20	Code supérieur à la moyenne
Jordanie		faible		
Liban		faible		
Lybie		moyen		
Malaisie		faible		
Mexique	1966	élevé	0,312 à 0,156	Code moyen (valeur de k pour Acapulco)
Mozambique		faible		
Népal		élevé		
Nlle Guinée		élevé		
Nlle Zélande	1965	élevé	0,15	Code moyen
Nicaragua		élevé		
Panama		élevé		
Pérou	1968	élevé	0,16 à 0,08	Code moyen, k donné pour T = 0,1 s
Philippines	1972	élevé	0,16 à 0,08	Code moyen, k donné pour T = 0,1 s
Portugal	1961	moyen	0,15	Code inférieur à la moyenne
Rhodésie		faible		
Roumanie	1968	moyen	=0,30	Code moyen
Espagne	1968	moyen	0,40	Code supérieur à la moyenne
Syrie		moyen		
Taïwan		élevé		
Tanzanie		faible		
Tunisie		moyen		
Turquie	1968	élevé	0,108	Code moyen
Ouganda		faible		
USA	1970	élevé en partie	0,133 à 0,067	Code moyen
URSS	1970	élevé en partie	0,250(pour 5 étages)	Code supérieur à la moyenne
Vénézuela	1967	moyen	0,110 à 0,085	Code moyen
Yougoslavie	1964	élevé	=0,30	Code moyen
Zambie		faible		

* remplacé en 1967 par le code Français.

T = période fondamentale de vibration de la structure, en secondes

4. Remarques

La 3ème colonne du tableau donne une indication du risque sismique dans chaque pays ; les termes faible, moyen et élevé ne doivent pas être pris au pied de la lettre. Il est intéressant d'observer qu'une vingtaine de pays au risque moyen ou élevé n'ont pas vraiment adopté de code parasismisque.

Le 4ème colonne donne une comparaison approximative des forces sismiques horizontales prises en considération par les différents codes. Ces valeurs sont données pour un coefficient $k = V/(G+Q)$, où V est la force de cisaillement due au séisme à la base, G est le poids de la structure, et Q les surcharges verticales. k a été calculé pour l'acier et le béton armé dans chaque cas et on a pris la valeur imposée par chaque code pour la zone de risque le plus élevé, avec les conditions de fondations les plus défavorables et pour les structures dont la protection est prioritaire.

Il ne faut pas trop faire de comparaisons numériques car il y a beaucoup de paramètres qui varient d'un code à l'autre. De plus, certains codes, comme ceux en vigueur en Bulgarie ou en URSS, utilisent une analyse dynamique plutôt qu'une analyse statique et on ne peut donner qu'une valeur approximative de k.

La dernière colonne donne une indication sur la valeur de chaque code pour le projecteur. Certains d'entre eux sont en fait très mauvais soit parce qu'ils ne donnent pas de critères de sécurité soit parce que leurs directives sont insuffisantes.

Même les meilleurs codes sont en défaut sur certains points et un projeteur consciencieux doit pouvoir faire mieux. Il peut par exemple augmenter les coefficients sismiques, ou espacer davantage les constructions adjacentes. Dans cette colonne l'expression "code moyen" indique que ce code doit être utilisé avec certaines précautions et qu'une bonne pratique est nécessaire pour discerner ses points forts comme ses faiblesses.

B I B L I O G R A P H I E

|1| DOWRICK D.J. Earthquake Resistant Design. Chapter 5. Structural Response to Earthquakes. pp 92-192. Ed. WILEY

|2| RAPPORT à l'Académie des Sciences sur la définition et la prise en compte des risques sismiques. Mai 1982

|3| REGLES PARASISMIQUES 1969. (Règles PS 69). D.T.U.

2EME PARTIE

LE FACTEUR DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE

D. LES DIFFERENTES METHODES D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

INTRODUCTION

I. GENERALITES

1. Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite
2. Présentation des méthodes classiques d'analyse de stabilité des pentes

II. METHODES D'ANALYSE FAISANT UNE HYPOTHESE UNIQUEMENT SUR LA FORME DE LA LIGNE DE GLISSEMENT

1. Méthode de Cullman
2. Hypothèse de la spirale logarithmique

III. METHODES D'ANALYSE GLOBALE FAISANT UNE HYPOTHESE SUR LA LIGNE DE GLISSEMENT ET UNE HYPOTHESE SUR LA REPARTITION DES CONTRAINTES

1. Méthode de Taylor
2. Autres méthodes

IV. METHODES PAR TRANCHES : HYPOTHESE SUR LA REPARTITION DES CONTRAINTES

1. Généralités
2. Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de poussée
   a) méthode exacte
   b) méthodes approchées hypostatiques

3. Méthodes faisant appel à des hypothèses sur l'orientation des efforts intertranches
   a) méthodes exactes
   b) méthodes approchées hypostatiques
4. Méthodes faisant appel à des hypothèses sur la valeur des efforts intertranches
   a) méthode de Bishop généralisée
   b) méthodes simplifiées
5. Méthodes faisant des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement
   a) méthode de Bell
   b) méthode des perturbations

V. METHODE DES BLOCS

VI. METHODE D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES FAISANT APPEL AU CALCUL DES VARIATIONS
1. Présentation mathématique
2. Exemple d'application
3. Conclusion

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

D. LES DIFFERENTES METHODES D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

I. GENERALITES

1. Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite

H 1. Le problème est supposé bidimensionnel. C'est une hypothèse simplificatrice qui va dans le sens de la sécurité. |4,5|

H 2. Il existe une ligne de glissement .

H 3. Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de rupture : $\tau_{lim} = C + \sigma \, tg \, \phi$

H 4. Le facteur de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite.

$$F = \frac{\tau \, lim}{\tau} = \frac{C + \sigma \, tg \phi}{C_c + \sigma \, tg \phi_c}$$

où C et ϕ_c représentent les valeurs de C et de ϕ qui conduiraient à une valeur de F égale à 1, donc à la ruine de l'ouvrage.

On peut définir un facteur de sécurité relatif à la cohésion et à l'angle de frottement interne

$$F_c = \frac{C}{C_c} \qquad F_\phi = \frac{tg\phi}{tg\phi_c}$$

De plus, on choisira $F = F_c = F_\phi$.

On supposera que F est le même en tout point de la ligne de glissement. Le problème se ramène donc à trouver les valeurs de C_c et ϕ_c critiques qui mettent la ligne de glissement la plus critique du talus en état de rupture.

2. Présentation des méthodes classiques d'analyse de stabilité des pentes

On considère un talus de sol homogène, isotrope et sans eau avec un substratum rigide profond (fig. D.1)

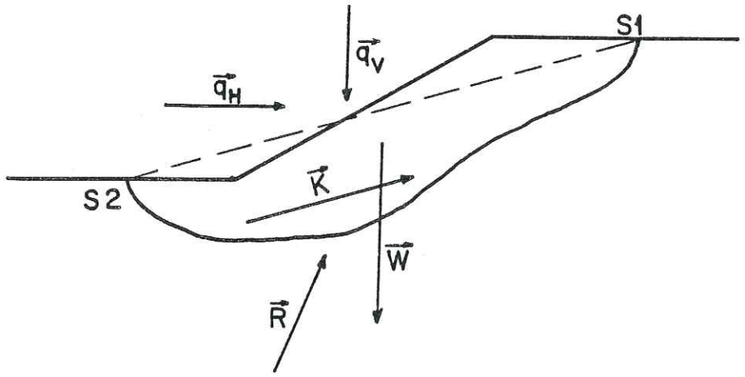


Figure D.1 - Etude du cas général

Soit un volume de sol voisin du talus et limité par une frontière $S_1 S_2$ de forme quelconque appelée par abus de langage "ligne de glissement", qu'elle soit ou non critique.

Ecrivons l'équilibre statique de la section de talus :

- équilibre horizontal $R_H + K_H + q_H = 0$
- équilibre vertical $R_V + K_V + q_V + W = 0$
- équilibre des moments par rapport à un point O quelconque

$$M_o^t(\vec{R}) + M_o^t(\vec{K}) + M_o^t(\vec{q_H} + \vec{q_V}) + M_o^t(\vec{W}) = 0$$

On pose alors $M_o^t(\vec{R}) = \rho_R . R$ et $M_o^t(\vec{K}) = \rho_K . K$

Les caractéristiques mécaniques critiques sont $tg\,\phi_c = \dfrac{tg\,\phi}{F}$ et $C_c = \dfrac{C}{F}$

avec $\displaystyle\int_{S_1}^{S_2} \sigma_n . \vec{n}\, ds = \vec{N}$

$$\int_{S_1}^{S_2} \sigma_n . \vec{n} . tg\phi_c\, ds = \overrightarrow{N tg\,\phi_c}$$

$$\int_{S_1}^{S_2} C_c . \vec{t} . ds = \vec{K}$$

$$\int_{S_1}^{S_2} \vec{\sigma} . ds = \vec{R} = \vec{N} + \overrightarrow{N tg\,\phi_c}$$

où s est l'abscisse curviligne et $\vec{\sigma} = \sigma_n \vec{n} + \tau \vec{t}$ le vecteur contrainte sur la ligne de glissement.

On remarque que : $-\vec{K}$ est parallèle à la corde $S_1 S_2$

- la grandeur de $\vec{K}$ ne dépend que des extrémités S_1 et S_2
- la position de $\vec{K}$ ne dépend que de la géométrie de la ligne de glissement.

Le problème est statiquement indéterminé puisque l'on dispose de 3 équations d'équilibre pour 4 inconnues : R_H, R_V, ρ_R et F.

C'est la non-connaissance de la répartition des contraintes normales σ_n qui est la cause de l'indétermination statique du problème.

D'où les diverses hypothèses faites :

. sur la ligne de glissement : rectiligne ou spirale logarithmique, elles permettent de s'affranchir d'une hypothèse sur la répartition des σ.

. sur la répartition des σ

- méthodes globales : on étudie l'équilibre d'ensemble du talus en considérant que la répartition des σ se trouve entre 2 répartitions extrêmes (cas de la rupture circulaire),
- méthodes par tranches : la répartition des σ se déduit d'un calcul d'équilibre de tranches verticales effectuées dans le talus.

II. METHODES D'ANALYSE FAISANT UNE HYPOTHESE UNIQUEMENT SUR LA FORME DE LA LIGNE DE GLISSEMENT

1. Méthode de Cullman |5|

Elle suppose la ligne de glissement rectiligne faisant un angle θ avec l'horizontale. Le poids se calcule géométriquement.

$$K = \frac{C}{F} S_1S_2 \quad \text{est tangent à } S_1S_2$$

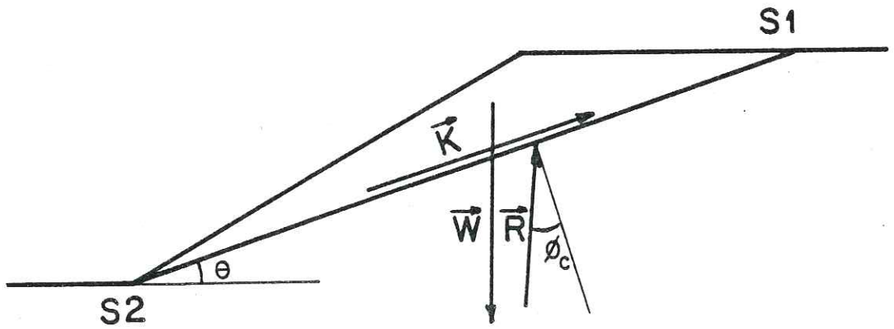


Figure D.2 - Méthode de Cullman. Schéma des forces

l'inclinaison de $\vec{R}$ sur la normale à S_1S_2 est $= \phi_c$

On trouve F en fermant le polygone des forces $C_c = \frac{C}{F}$ $\quad tg\phi_c = \frac{tg\phi}{F}$

la courbe de variation de $F = f(\theta)$ passe par un minimum.

$$F = \frac{W\cos\theta\, tg\phi + C.L}{W\sin\theta} \qquad \text{avec } L = S_1S_2$$

La position de $\vec{R}$ est automatiquement imposée par la condition d'équilibre des moments puisque les forces $\vec{K}$, $\vec{W}$ et $\vec{R}$ sont concourantes. Comme la méthode est hypostatique, il en résulte une gamme possible de variation des contraintes sur la ligne de glissement, mais toutes les répartitions possibles ne sont pas forcément physiquement acceptables.

Intérêt et utilisation de cette méthode

Elle présente un intérêt certain dans le cas d'hétérogénéités telles que clivages ou filons plans d'argile molle.

Par contre, en milieu homogène et isotrope, les résultats obtenus ne sont acceptables que pour des talus presque verticaux, sinon la méthode surestime F.

2. Hypothèse de la spirale logarithmique |6|

L'hypothèse d'une spirale logarithmique $\rho = \rho_0 e^{\alpha tg\phi_c}$ supprime l'indétermination : en effet, les contraintes $\vec{\sigma}$ passant toutes par le centre O (ou point asymptotique de la spirale, $\vec{R}$ passe aussi par O (fig. D.3). Son moment est dont nul ($\rho_R = 0$) et lorsqu'on prend les moments par rapport à O, on a un problème statique à 3 équations et 3 inconnues.

Cette méthode donne des résultats comparables à la méthode du cercle, d'ailleurs l'arc de spirale critique est très proche de l'arc de cercle critique.

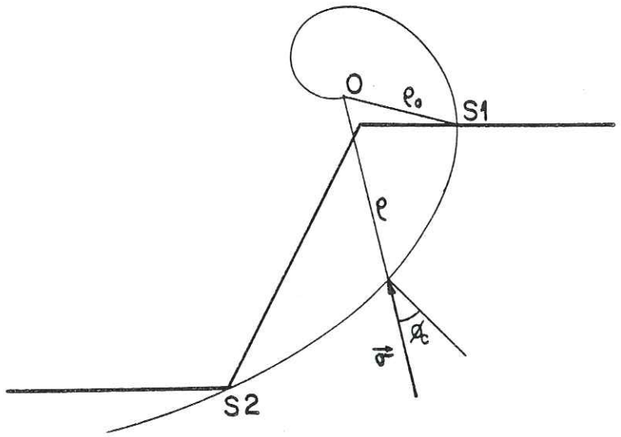


Figure D.3 - Hypothèse de la spirale logarithmique

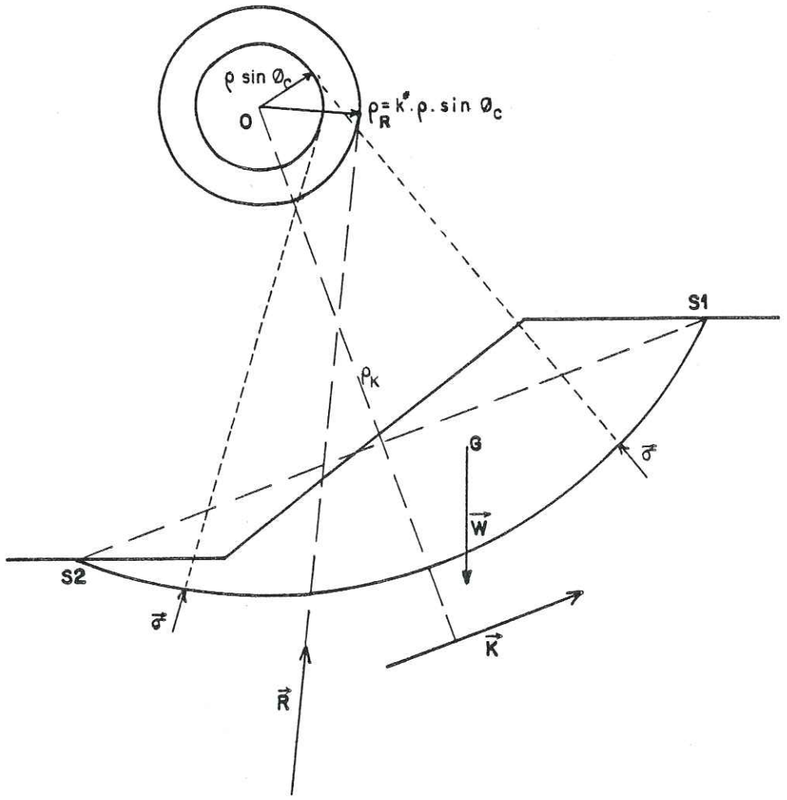


Figure D.4 - Méthode globale de Taylor

III. METHODES D'ANALYSES GLOBALES FAISANT UNE HYPOTHESE SUR LA LIGNE DE GLISSEMENT ET UNE HYPOTHESE SUR LA REPARTITION DES CONTRAINTES

Dans toutes ces méthodes, on supposera la ligne de glissement circulaire.

1. Méthode de Taylor |11|

Encore appelée méthode du "cercle de frottement", la résolution peut se faire analytiquement ou graphiquement |5| .

Les contraintes $\vec{\sigma}$ sont inclinées à ϕ_c sur la normale à la ligne circulaire de glissement et sont donc tangentes à un cercle de centre O et de rayon $\rho.\sin\phi_c$. La résultante $\vec{R}$ est tangente à un cercle de même centre mais de rayon $\rho_R = k^*.\rho.\sin\phi_c$ (fig. D.4).

$$M_o^t(\vec{R}) = \rho_R.R = \int_{S_1}^{S_2} \sigma.\rho.\sin\phi_c \, ds = R.k^*\rho\sin\phi_c$$

$$\text{donc} \quad k^* R = \int_{S_1}^{S_2} \sigma.ds \qquad \text{or} \quad \vec{R} = \int_{S_1}^{S_2} \vec{\sigma}.ds$$

$\int_{S_1}^{S_2} \sigma.ds$ est la longueur du funiculaire des forces $\sigma.ds$ et est supérieur à R donc $k^* > 1$.

k^* est un facteur de répartition de $\sigma.ds$ le long de l'arc de glissement. Sa valeur minimum, $k^* = 1$, est obtenue pour un effort $\vec{R}$ concentré.

Taylor suppose que la répartition réelle est comprise entre une répartition uniforme et une répartition sinusoïdale (fig. D.5)

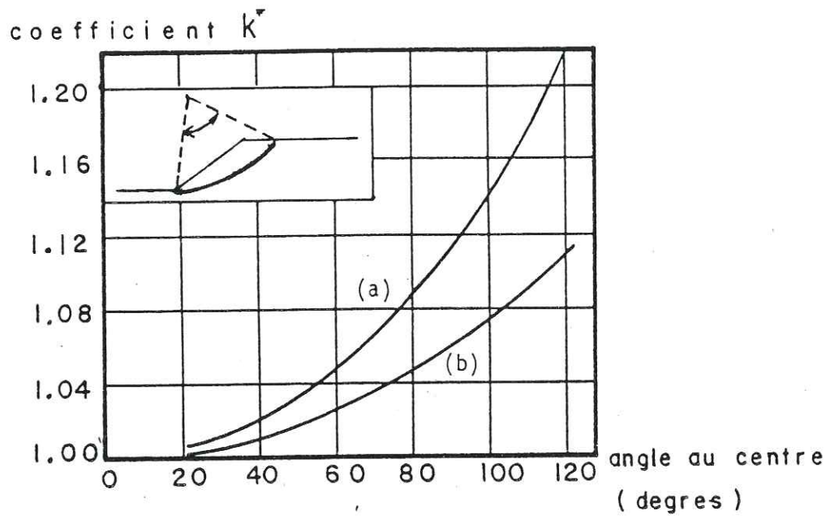


Figure D.5 - *Méthode de Taylor : valeur du coefficient k pour*
(a) répartition uniforme des contraintes
(b) répartition sinusoïdale des contraintes
le long de la ligne de glissement

Une fois $\rho_R = k^* \rho \sin\phi_c$ évalué, le problème est statiquement déterminé, avec 3 équations d'équilibre pour 3 inconnues : R_H, R_V et F.

Le calcul de la position de $\vec{K}$ se fait ainsi :

$$|\vec{K}| = \left| \int_{S_1}^{S_2} C_c . \vec{t} . ds \right| = C_c L_c \quad \text{où } L_c \text{ est la longueur de la corde } S_1S_2$$

$$M_o^t(\vec{K}) = (C_c . L_c)\rho_K = \int_{S_1}^{S_2} C_c . ds . \rho = C_c . \rho . L_a \quad \text{où } L_a \text{ est la longueur de l'arc } \widehat{S_1S_2}.$$

$$\text{d'où } \rho_K = \rho \frac{L_a}{L_c}$$

On peut remarquer alors que :

- la position de $\vec{K}$ ne dépend pas de la valeur de C_c
- comme $L_a/L_c > 1$, $\vec{K}$ est toujours situé à l'extérieur de la ligne de glissement.

Par itération, on trouve le facteur de sécurité F qui vérifie les 3 équations d'équilibre.

Par rapport aux méthodes précédentes (Cullman, Spirale logarithmique) la répartition des contraintes n'est pas totalement imposée puisqu'elle dépend du choix de k^*. On peut donc chercher à introduire des répartitions réalistes de contraintes qui conduisent à des valeurs du facteur de sécurité réalistes elles aussi.

2. Autres méthodes |4,5|

Biarez (1960) et Caquot (1954) ont également présenté des méthodes d'analyse de stabilité des pentes, dans lesquelles il s'agit d'évaluer correctement le moment résistant des forces de frottement. Comme pour Taylor, la ligne de glissement est supposée circulaire et les auteurs sont également appelés à faire des hypothèses supplémentaires sur la répartition des contraintes.

IV. METHODES PAR TRANCHES : HYPOTHESE SUR LA REPARTITION DES CONTRAINTES

Les répartitions de σ envisagées par les méthodes globales sont encore schématiques et ne conviennent que pour des profils de talus simples en sol homogène et isotrope.

Les méthodes par tranches sont plus souples. Le talus est partagé en tranches verticales ; l'étude de l'équilibre tranche par tranche permet de moduler les valeurs de σ et d'envisager des conditions plus complexes : profil de talus non rectiligne, hétérogénéités, ligne de glissement quelconque.

1. Généralités

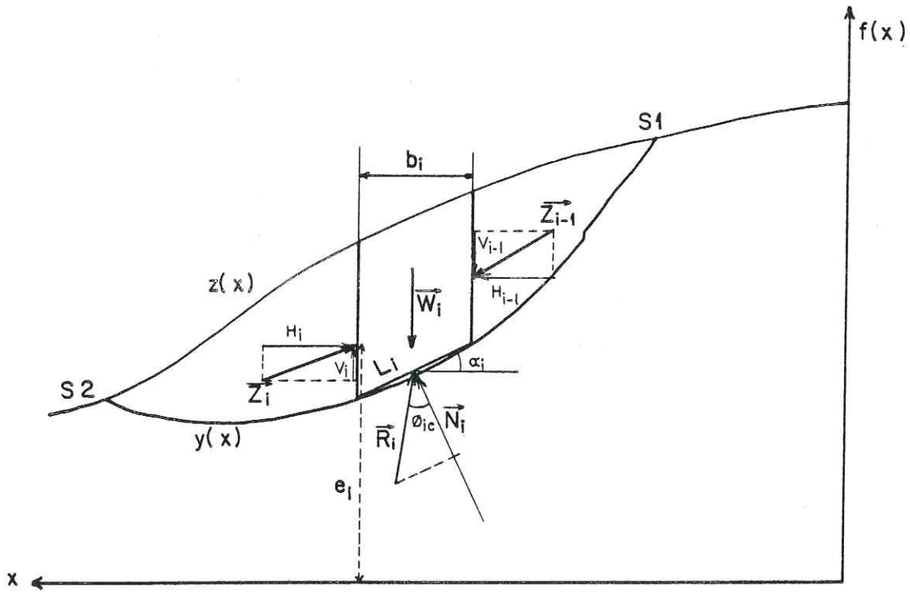


Figure D.6 - Méthodes des tranches. Notations générales

Soit z(x) le profil du talus et y(x) la ligne de glissement, qui seront assimilés à des lignes polygonales (fig. D.6).

Soit e(x) la ligne de poussée, lieu des points d'application des efforts intertranches (H_i, V_i).

On supposera que les réactions de frottement $\vec{R}_i$ s'appliquent au centre de la base de chaque tranche.

Pour un talus composé de n tranches non homogènes caractérisées par (C_i, ϕ_i) on peut écrire l'équilibre des forces et des moments pour chaque tranche soit 3n équations.

Les inconnues sont :

- (n - 1) efforts intertranches (H_i, V_i)
- (n - 1) points d'application de ces efforts e_i
- n réactions de frottement R_i
- le facteur de sécurité F soit un total de 4n - 2 inconnues.

On définit un facteur de sécurité unique pour tout le talus par

$$F = \frac{tg\,\phi_i}{tg\,\phi_{ic}} = \frac{C_i}{C_{ic}} \qquad \forall\ i \in \{1,\dots,n\}$$

Le problème est donc statiquement indéterminé car il manque n - 2 équations.

Pour pouvoir résoudre le système il faut faire des hypothèses supplémentaires soit :

- sur la ligne de poussée e(x) ou
- sur l'orientation et/ou la valeur des efforts intertranches (H_i, V_i) ou
- sur la distribution des efforts normaux N_i.

Les méthodes correspondant à ces hypothèses sont dites exactes si elles fournissent les n - 2 équations manquantes.

Il existe aussi des méthodes approchées qui en dérivent. Elles sont moins précises pour évaluer le facteur de sécurité, mais plus rapides et souvent suffisantes. En effet des comparaisons avec les méthodes exactes montrent que les méthodes approchées sous-estiment F.

2. Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de poussée |4,5|

a) méthode exacte

On se donne une fonction g(x) et on suppose que

$e_i = a.g(x_i)$ a étant un paramètre inconnu.

Le système s'enrichit de (n - 1) équations supplémentaires en e_i mais il y a une inconnue supplémentaire : a.

Le problème est donc statiquement déterminé avec (4n - 1) équations pour (4n - 1) inconnues.

Des tests ont montré que la valeur de F dépendait très peu du choix de la fonction $g(x_i)$.

b) méthodes approchées hypostatiques

. Jambu suppose la ligne de poussée au voisinage du tiers inférieur de la hauteur de la tranche : $e_i = g(x_i)$.

. D'autres auteurs supposent la ligne de poussée confondue avec la ligne de glissement : e(x) = y(x). Cette hypothèse donne d'ailleurs de bons résultats car il y a sans doute concentration de contraintes au voisinage de la ligne de glissement, la plasticité se développant d'abord dans cette partie du sol.

3. Méthodes faisant appel à des hypothèses sur l'orientation des efforts intertranches

a) méthodes exactes

- On suppose que $\frac{V_i}{H_i} = tg\theta_i = \lambda f(x_i)$

En choisissant préalablement la fonction f(x), on obtient (n - 1) équations supplémentaires et un paramètre supplémentaire à déterminer λ.
Le problème est donc statiquement déterminé avec (4n - 1) équations pour (4n - 1) inconnues.

C'est la méthode employée par Morgenstern et Price.|4,5| . Mais elle pose de gros problèmes de calcul numérique au niveau de la convergence du facteur de sécurité.

- méthode de Spencer |9|

Celle-ci considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux c'est-à-dire

$$\frac{V_i}{H_i} = tg\theta_i = \lambda$$

λ est un paramètre à déterminer : la méthode est cette fois encore exacte.

Cependant, pour être convenable, l'angle θ_i doit être compris entre l'angle du talus β et l'angle α_i que fait la base de la tranche i avec l'horizontale.

b) méthode approchée hypostatique

- méthode de l'USBR ou "méthode des tranches ordinaires"

Cette méthode considère la résultante $(Z_i - Z_{i-1})$ des efforts intertranches comme parallèle à la ligne de glissement. De plus la ligne de poussée est confondue avec la ligne de glissement. Cette méthode est donc nettement surabondante. Elle ne donne pas le même cercle critique que la méthode de Bishop et sous-estime le facteur de sécurité trop nettement.

4. Méthodes faisant appel à des hypothèses sur la valeur des efforts intertranches

a) méthode de Bishop généralisée

Nous présentons ici la méthode générale de Bishop |2|, développée par Nonveiller en 1965 |4|.

Dans le cas où la ligne de glissement est circulaire, l'équilibre vertical de la tranche i s'écrit :

$$N_i \cos\alpha_i + N_i \frac{tg\phi_i}{F} \sin\alpha_i + \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \sin\alpha_i = W_i + (V_{i-1} V_i)$$

d'où la valeur de N_i

$$N_i = \frac{W_i + (V_{i-1} - V_i) - C_i \frac{b_i}{F} \quad tg\,\alpha_i}{\cos\alpha_i + \sin\alpha_i \frac{tg\phi_i}{F}}$$

L'équilibre global des moments ne fait intervenir que les forces extérieures ; il s'écrit par rapport au centre du cercle de glissement :

$$\rho \cdot \sum_{i=1}^{n} \left[\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos\alpha_i} + N_i \frac{tg\phi_i}{F} \right] = \sum_{i=1}^{n} W_i . \rho \sin\alpha_i$$

Cette dernière équation permet de calculer F, qui est indépendant de ρ pour une ligne de glissement circulaire :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left(C_i \frac{b_i}{\cos\alpha_i} + N_i \, tg\,\phi_i \right)}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i}$$

On porte alors dans l'expression de F, la valeur de N_i précédemment calculée

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i} \left[\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{\cos\alpha_i} \left[C_i b_i + tg\phi_i \left(\frac{W_i + (V_i - V_{i-1}) - \frac{C_i}{F} b_i tg\alpha_i}{1 + tg\,\alpha_i \frac{tg\phi_i}{F}} \right) \right] \right] \quad (1)$$

L'équilibre horizontal de la tranche i s'écrit

$$(H_i - H_{i-1}) + N_i \left(\frac{tg\phi_i}{F} \cos\alpha_i - \sin\alpha_i \right) + \frac{C_i}{F} b_i = 0$$

d'où la valeur de N_i

$$N_i = \frac{\frac{C_i b_i}{F} + (H_i - H_{i-1})}{\sin\alpha_i - \frac{tg\,\phi_i}{F} \cos\alpha_i}$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issues des équilibres horizontaux et verticaux donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts intertranches :

$$(H_i - H_{i-1}) + (V_i - V_{i-1}) \left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{tg\phi_i}{F} \cos\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{tg\phi_i}{F} \sin\alpha_i} \right] = \left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} - tg\alpha_i \right) \left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{tg\phi_i}{F} \cos\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{tg\phi_i}{F} \sin\alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F}$$

Puisque les efforts intertranches sont des efforts intérieurs au talus global, leurs sommes sont nulles :

$$\sum_{i=1}^{n} (H_i - H_{i-1}) = 0$$

$$\sum_{i=1}^{n} (V_i - V_{i-1}) = 0 \qquad (2)$$

050 035812 5

En sommant la relation précédente sur les n tranches du talus, on obtient une relation ne faisant plus intervenir que les efforts intertranches verticaux

$$\sum_{i=1}^{n} (V_i - V_{i-1}) \left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{tg\phi_i}{F} \cos\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{tg\phi_i}{F} \sin\alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^{n} \left((W_i - \frac{C_i b_i}{F} tg\alpha_i) \left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{tg\phi_i}{F} \cos\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{tg\phi_i}{F} \sin\alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F} \right) \quad (3)$$

Le système peut donc se résoudre à partir des équations d'équilibre :

- n équations relatives à l'équilibre vertical des tranches
- n équations relatives à l'équilibre horizontal
- 1 équation de moment global

pour les inconnues suivantes :

- N_i : soit n valeurs
- $(V_i - V_{i-1})$: n valeurs également
- F

Cependant les calculs sont très difficiles à aborder car il faut itérer à la fois sur F dans la relation (1) puis sur $(V_i - V_{i-1})$ dans la relation (2) en n'oubliant pas de vérifier la relation (3).

b) méthodes simplifiées

. méthode de Bishop simplifiée |5| : l'extrême difficulté de mise en oeuvre de la méthode générale a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application plus abordable ; on suppose donc que pour tout i $V_i - V_{i-1} = 0$, ce qui équivaut à considérer les efforts intertranches uniquement horizontaux. Le facteur de sécurité s'obtient en itérant dans la formule suivante :

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i} \left[\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{\cos\alpha_i} \left(C_i b_i + tg\phi_i \left[\frac{W_i - \frac{C_i b_i}{F} tg\alpha_i}{1 + tg\alpha_i \frac{tg\alpha_i}{F}} \right] \right) \right]$$

Soulignons néanmoins qu'on ne vérifie pas toutes les équations de la statique puisque l'on se contente de :

- n équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche,
- 1 équation de moment global

pour les inconnues que sont les n efforts normaux N_i et le facteur de sécurité F. On ne vérifie donc pas l'équilibre horizontal des tranches ni l'équilibre des moments pour chaque tranche.
C'est une méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

. méthode de Fellenius

Encore appelée méthode suédoise, on suppose là encore que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts intertranches |4,5|. (fig. D.7)

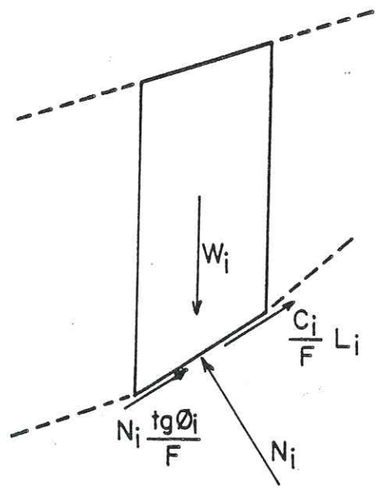


Figure D.7 - Méthode de Fellenius

Comme pour les autres méthodes, la répartition des N_i sera entachée d'erreur mais à un degré supérieur puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante.

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à la ligne de glissement, on trouve $N_i = W_i \cos \alpha_i$

On écrit également l'équilibre global des moments ce qui permet de trouver directement l'expression de F

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left(W_i \cos \alpha_i \, tg\phi_i + C_i \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \right)}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin \alpha_i}$$

L'équation qui permet de définir F est la même que celle donnée par la méthode de Bishop pour une ligne de glissement circulaire mais les efforts normaux N_i ont des expressions différentes, ce qui conduit à une répartition différente des contraintes sur la base des tranches.

L'expression du facteur de sécurité déterminé par la méthode de Fellenius sert souvent de valeur de base aux itérations nécessaires pour trouver la valeur de F par la méthode de Bishop.

5. Méthodes faisant des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement

Si l'on suppose connus les N_i, on a n inconnues en moins donc 2 équations de trop : le problème est surabondant.

On introduit alors 2 paramètres supplémentaires λ_1 et λ_2 qui permettront de moduler les N_i afin de satisfaire les équations d'équilibre

$$N_i = f(x_i, \lambda_1, \lambda_2)$$

a) méthode de Bell |1|

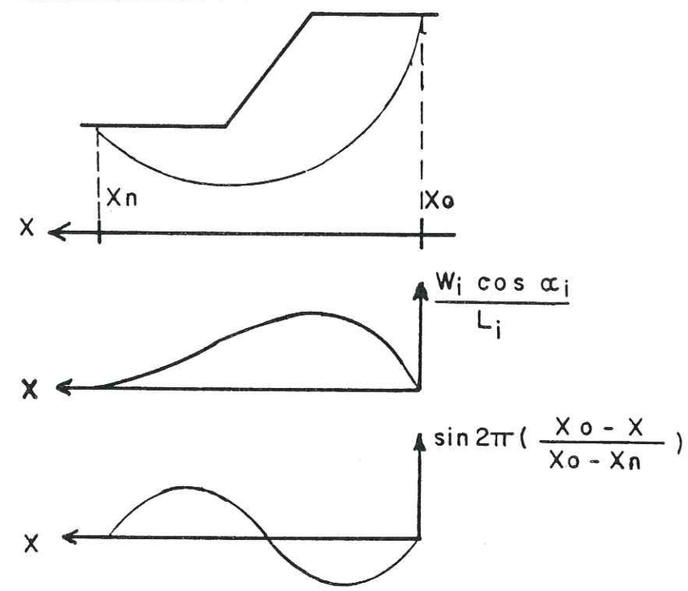


Figure D.8 - Méthode de Bell

Bell prend pour expression de la contrainte (fig. D.8)

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

Lorsque x_i varie de x_o à x_n, $\frac{x_o - x_i}{x_o - x_n}$ varie de 0 à 1 et donc le deuxième terme tend vers zéro quand x_i tend vers x_n ou vers x_o.

$\frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i}$ est la contrainte normale donnée par la méthode de Fellenius : l'écart de λ_1 par rapport à 1 et de λ_2 par rapport à 0 est indicatif de l'erreur associée à la méthode de Fellenius.

Bell montre que λ_1 reste toujours supérieur à 1 et λ_2 toujours supérieur à zéro. Par conséquent la méthode suédoise sous-estime les efforts normaux N_i et par conséquent la résistance au cisaillement $N_i tg\phi_i$: la valeur du facteur de sécurité est donc sous estimée par Fellenius.

La méthode de Bell converge vite en F et donne d'aussi bons résultats que les méthodes exactes précédentes.

b) méthode des perturbations

Cette méthode est fréquemment employée au LCPC |3| et au CETE de Lyon ; on considère diverses "perturbations" par rapport à la contrainte de Fellenius du type

$$\frac{N_i}{L_i} = \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \left[\mu_1 f_1(x_i) + \mu_2 f_2(x_i) \right]$$

Parmi les expressions essayées :

$$\frac{N_i}{L_i} = \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \left(\mu_1 + \mu_2 \, y'(x_i) \right)$$

$$\frac{N_i}{L_i} = \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \left(\mu_1 + \mu_2 [y'(x_i)]^2 \right)$$

où y(x) représente la ligne de glissement. Les résultats sont d'ailleurs très proches ; la solution est en général régulière.

V. METHODE DES BLOCS

C'est en quelque sorte une méthode des tranches simplifiée où le nombre se réduit à 2.

Dans le cas d'un barrage en terre avec noyau étanche incliné (fig. D.9) la ligne de glissement sera tangente au noyau sur une longue distance. On considère alors que la section en glissement a la forme ABCDO (fig. D.10).

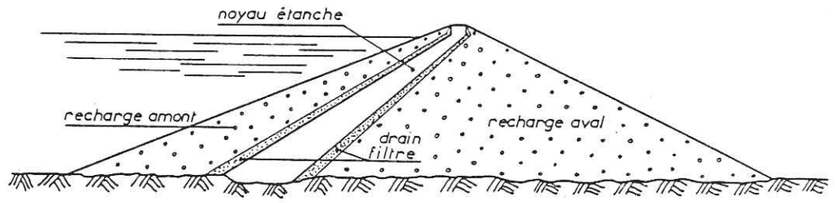


Figure D.9 - Type d'ouvrage à noyau étanche incliné

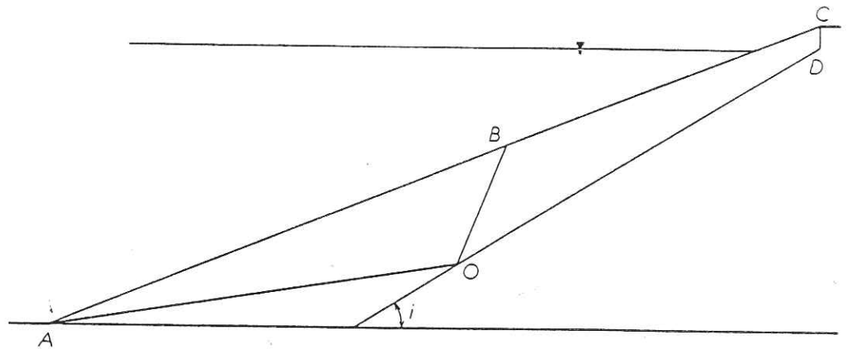


Figure D.10 - Configuration des blocs à la rupture

Il y a glissement le long de AO (sol pulvérulent : R incliné à ϕ_c et K = 0) et le long de OC (sol cohérent pur : R normal et $K = C_c \cdot OC$).

Puisque le problème ne comporte que 2 tranches, il est statiquement déterminé. Pour le résoudre plus rapidement, on fait l'hypothèse supplémentaire que l'effort intertranche est incliné de $\theta = \phi_c = \text{Arc tg}\left(\frac{tg\phi}{F}\right)$ et l'on vérifie seulement les équations d'équilibre des forces : fermeture du polygone. On obtient F par itération pour la ligne de glissement considérée |8,10|.

L'expérience montre que F exact est peu éloigné de la valeur trouvée par cette méthode. D'ailleurs, l'hypothèse $\theta = \phi_c$ n'est pas absurde : lors du glissement, il y aura distorsion du bloc AOCDB et on peut considérer que le glissement se fera par blocs, ABO et BOCD jouant suivant leur frontière OB.

Pratiquement, la recherche de la ligne de glissement critique se fait ainsi :

1. On fixe un point O ; on prend A en pied de talus. Pour OA fixé, on fait tourner OB autour de O jusqu'à trouver OB critique.
2. On garde OB critique et on fait varier A jusqu'à trouver OA critique.
3. On fait varier le point O en maintenant A fixe et en gardant constante la direction de OB.

VI. METHODE D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES FAISANT APPEL AU CALCUL VARIATIONNEL

La méthode présentée parRevilla et Castillo en 1977 |7| tente de déterminer la ligne de glissement critique sans faire d'hypothèses sur sa forme ou sa position.

1. Présentation mathématique

On cherche à étudier le minimum d'une fonctionnelle qui à l'ensemble des fonctions y(x) représentant les lignes de glissement potentielles leur fait correspondre dans $\mathbb{R}$ le facteur de sécurité F.

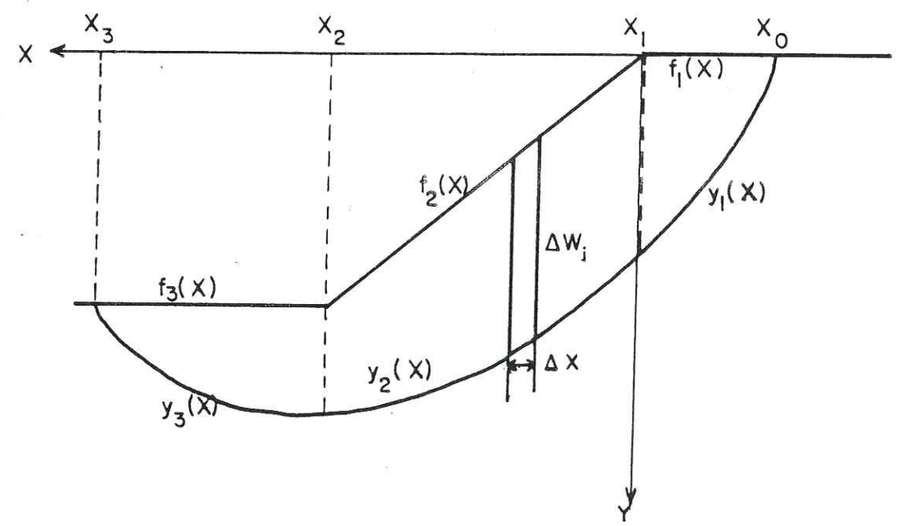


Figure D.11 - Profil de pente défini par 3 fonctions $f_i(x)$

On représente le profil de la pente analytiquement par 3 fonctions $f_i(x)$ définies dans les intervalles (x_{i-1}, x_i). Le facteur de sécurité s'exprime dans toutes les méthodes d'analyse de stabilité des pentes par une fonctionnelle du type

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{3}\left[\int_{x_{i-1}}^{x_i} F_i(x, y_i, y'_i)\, dx\right]}{\sum_{i=1}^{3}\left[\int_{x_{i-1}}^{x_i} G_i(x, y_i, y'_i)\, dx\right]}$$

où les $y_i(x)$ représentent la ligne de glissement dans l'intervalle (x_{i-1}, x_i).
Les auteurs ont démontré que les équations d'Euler correspondantes sont :

$$F = \frac{\dfrac{\partial F_i}{\partial y_i} - \dfrac{d}{dx}\left(\dfrac{\partial F_i}{\partial y'_i}\right)}{\dfrac{\partial G_i}{\partial y_i} - \dfrac{d}{dx}\left(\dfrac{\partial G_i}{\partial y'_i}\right)} \quad \text{pour } i = 1, 2, 3$$

A partir de ce système on peut obtenir 3 fonctions $y_i(x)$ dépendant chacune de 2 constantes arbitraires.
Les points x_0 et x_3 doivent se trouver sur les courbes qui définissent le profil de la pente et les courbes $y_1(x)$ et $y_3(x)$ doivent satisfaire les "conditions de transversalité" suivantes, qui traduisent les conditions d'intersection du profil de la pente et de la ligne de glissement en x_0 et x_3 :

$$F_1 - F.G_1 + \left[\frac{\partial F_1}{\partial y'_1} - F.\frac{\partial G_1}{\partial y'_1}\right] . \left[f'_1(x) - y'_1(x)\right]\Bigg|_{x = x_0} = 0$$

$$F_3 - F.G_3 + \left[\frac{\partial F_3}{\partial y'_3} - F.\frac{\partial G_3}{\partial y'_3}\right] . \left[f'_3(x) - y'_3(x)\right]\Bigg|_{x = x_3} = 0$$

avec pour conditions aux limites

$$y_1(x_0) = f_1(x_0)$$
$$y_3(x_3) = f_3(x_3)$$

La continuité de la courbe de glissement implique

$$y_1(x_1) = y_2(x_1)$$
$$y_2(x_2) = y_3(x_2)$$

De plus, pour les points x_1 et x_2, les "conditions aux limites naturelles" qui traduisent la continuité des dérivées des fonctions $y_i(x)$ en x_1 et x_2 sont :

$$\frac{\partial F_1}{\partial y'_1} - F.\frac{\partial G_1}{\partial y'_1} = \frac{\partial F_2}{\partial y'_2} - F.\frac{\partial G_2}{\partial y'_2}\Bigg|_{x = x_1}$$

$$\frac{\partial F_2}{\partial y'_2} - F.\frac{\partial G_2}{\partial y'_2} = \frac{\partial F_3}{\partial y'_3} - F.\frac{\partial G_3}{\partial y'_3}\Bigg|_{x = x_2}$$

On dispose donc pour résoudre le système des 9 équations suivantes :

- 1 équation de définition de F
- 2 "conditions de transversalité" en x_0 et x_3
- 2 conditions aux limites en x_0 et x_3
- 2 conditions de continuité en x_1 et x_2
- 2 "conditions aux limites naturelles" en x_1 et x_2

pour les 9 inconnues que sont

- les abscisses x_0 et x_3
- le facteur de sécurité F
- les 6 constantes d'intégration figurant dans les 3 fonctions $y_i(x)$.

Le problème a une solution unique et peut donc être résolu.

2. Exemple d'application

On appliquera cette méthode à l'expression trouvée par Jambu pour déterminer le facteur de sécurité dans les sols cohérents (fig. D.12)

$$\bar{F} = \frac{\sum_{i=1}^{n} C.\ \Delta x_i\ .\ (1 + tg^2\alpha_i)}{\sum_{i=1}^{n} \Delta W_i\ .\ tg\ \alpha_i}$$

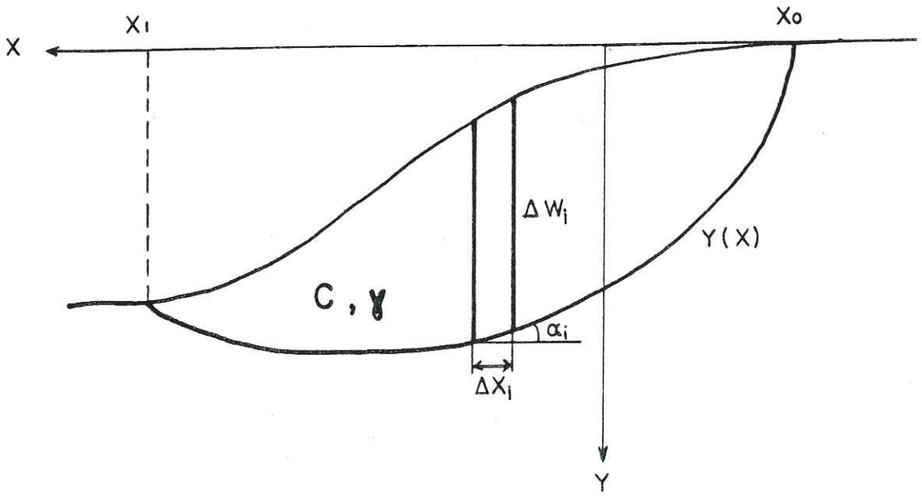


Figure D.12 - Application aux sols purement cohérents

Lorsque l'on fait tendre la largeur des tranches vers zéro, le facteur de sécurité peut s'exprimer par

$$F = \frac{\int_{x_0}^{x_1} C(1 + [y'(x)]^2)\ dx}{\int_{x_0}^{x_1} \gamma(y(x) - f(x))\ .\ y'(x).dx}$$

C'est la fonctionnelle à minimiser.

Les résultats concernent une pente de talus où f(x) a la forme d'une exponentielle et en étudiant le cas général ils sont étendus au talus suivant (fig. D.13)

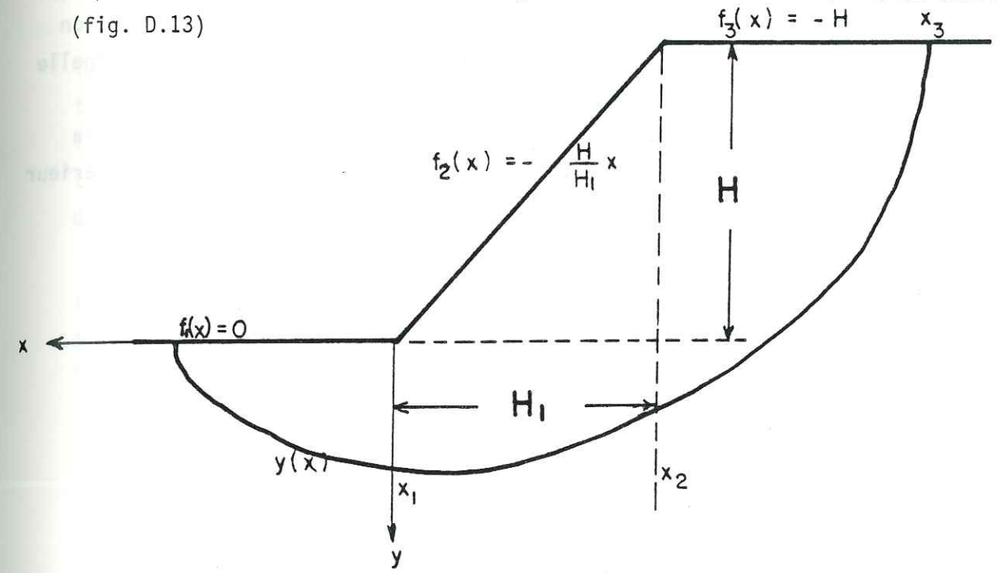


Figure D.13 - Cas du talus à pente uniforme

Dans ce dernier les résultats obtenus sont

$$\frac{x_3}{H} = -\frac{1}{4}\left[\left(1 + \frac{3}{(H/H_1)}\right) + \sqrt{\left(1 + \frac{3}{(H/H_1)}\right)^2 + 8}\right]$$

$$N = \frac{C}{\gamma\ H\ F} = \frac{1}{3 - \frac{3H}{H_1} + \sqrt{(H/H_1 + 3)^2 + 8(H/H_1)^2}}$$

Les figures D.14 et D.15 montrent sous forme adimensionnelle les lignes de glissement critiques en fonction de H/H_1 et les valeurs de x_0/H qui permettent de l'obtenir. En comparant ces résultats avec ceux de Taylor, on s'aperçoit que les facteurs de sécurité obtenus par la méthode variationnelle sont inférieurs à ceux calculés par Taylor. On trouve également que les lignes de glissement ne passent plus par le pied du talus si l'angle de la pente est inférieur à 90°, avec cependant un faible écart s'il reste supérieur à 70°.

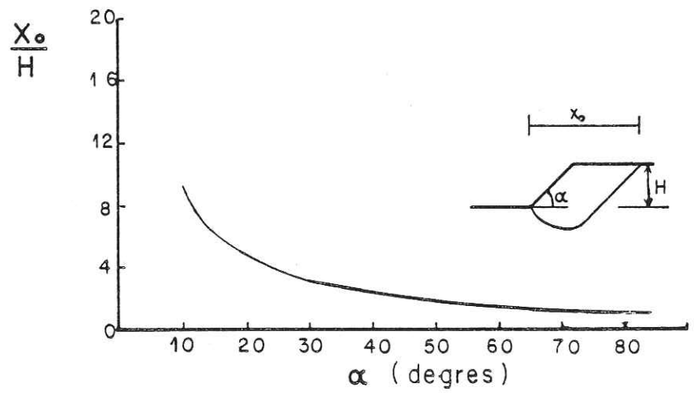


Figure D.14 - Variations de $\frac{x_0}{H}$ avec l'angle a de la pente

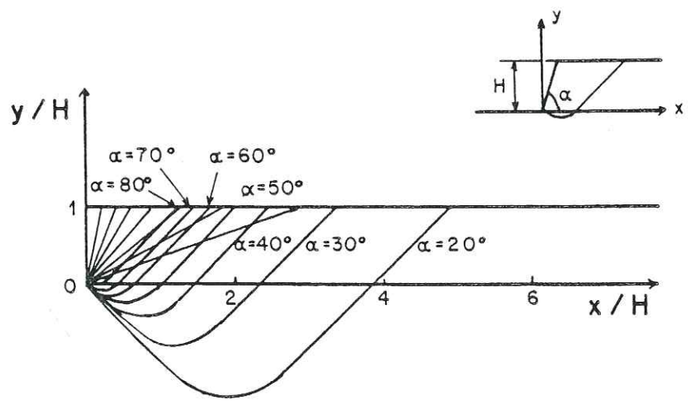


Figure D.15 - Lignes de glissement critiques pour différents angles de pente

3. Conclusion

Si la théorie du calcul des variations permet une détermination de la ligne de glissement critique sans faire d'hypothèse sur sa forme ou sa position, elle n'en reste pas moins difficile à mettre en oeuvre lorsqu'on veut l'appliquer à un sol qui ne soit pas purement cohérent. L'utilisation des équations d'Euler, des conditions de transversalité, des conditions aux limites et des conditions de continuité exigent des moyens de calcul puissants.

N'oublions pas également que cette méthode ne sert qu'à déterminer la ligne de glissement la plus critique mais ne détermine pas la fonctionnelle à minimiser. Celle-ci est formée à partir des méthodes classiques avec toutes les hypothèses simplificatrices qu'elles comportent.

CONCLUSION

Après l'étude des méthodes d'analyse de stabilité des pentes, il nous a paru possible et souhaitable d'adapter certaines de ces méthodes au calcul parasismique.

Pour cela, nous avons retenu :

- la méthode globale de Taylor
- la méthode par tranches des perturbations
  toutes deux pour une rupture circulaire en pied de talus.
- la méthode par tranches des perturbations
  pour une ligne de glissement quelconque
- la méthode des blocs pour le cas d'un barrage à noyau argileux incliné et parement frottant.

L'approche que nous ferons de la sollicitation sismique est pseudo-statique, c'est-à-dire que nous ajouterons une force horizontale aux autres forces présentes et que nous étudierons le coefficient de sécurité et son évolution en fonction de cette force horizontale. L'opportunité du choix de cette méthode sera discutée plus loin.

B I B L I O G R A P H I E

|1| J.M. BELL (1968) General Slope Stability Analysis. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 94, N° SM6, pp 1253-1270.

|2| A.W. BISHOP (1955) The use of the Slip Circle en the Stability Analysis of Slope. Geotechnique 5, First technical session, pp 7-17.

|3| F. BLONDEAU (1976) Les méthodes d'analyse de stabilité. Bulletin Spécial du LCPC - Décembre 1976.

|4| J. COSTET, G. SANGLERAT G. (1969) Cours pratique de mécanique des sols. Chapitre XI : Talus et digues. pp 467-536. Dunod. Paris 1969.

|5| J.P. GOURC (1980) Cours de stabilité des Pentes. ENTPE. 1980.

|6| Y.H. HUANG, C.M. AVERY (1976) Stability of Slopes by Logarithmic Spiral Method. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 102, N° GT1, pp 41-50.

|7| J. REVILLA, E. CASTILLO (1977) The calculus of variations applied to Stability of slopes. Geotechnique 27, N°1. pp 1-11.

|8| H.B. SEED, H.A. SULTAN (1967) Stability Analysis for a Sloping Core Embankment. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 93, N° SM4. pp 69-83.

|9| E. SPENCER (1967) A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces Geotechnique 17, N°1, pp 11-26.

|10| H.A. SULTAN, H.B. SEED (1967) Stability of Sloping Core Earth Dams. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 93. N° SM4, pp 45-67.

|11| D.W. TAYLOR (1948) Fundamentals of Soil Mechanics. New-York : John Wiley and sons.

E. LE COEFFICIENT SISMIQUE

INTRODUCTION

I. LA STABILITE DES REMBLAIS AUX SEISMES ET LES METHODES PSEUDOSTATIQUES

1. Signification du coefficient sismique
2. Valeur du coefficient sismique
   a) les valeurs empiriques
   b) les valeurs obtenues par une analyse de la réponse du corps rigide
   c) le calcul du coefficient sismique par une analyse de la réponse élastique
3. Exemple de calcul de valeurs de k

II. CALCUL D'UN COEFFICIENT SISMIQUE DYNAMIQUE

1. Distribution de l'accélération dans les remblais
2. Coefficient sismique moyen
3. Limites de la méthode

III. LE COEFFICIENT SISMIQUE DANS NOS CALCULS

1. Détermination de l'accélération maximale atteinte lors d'un séisme à partir de la magnitude
2. Détermination de l'accélération maximale atteinte lors d'un séisme à partir de l'intensité
3. Conclusion

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf grenoble.fr

19 AOUT 2003

E. LE COEFFICIENT SISMIQUE

INTRODUCTION

Le principe même des méthodes pseudostatiques est de représenter les efforts dus au séisme par une force, en général horizontale, et proportionnelle au poids de sol susceptible de se déplacer. Le coefficient sismique k représente ce coefficient de proportionnalité.

Ce chapitre présente diverses façons de choisir et de calculer ce coefficient ainsi que l'hypothèse retenue dans notre travail qui essaie de poser les premiers jalons pour relier k à des paramètres géophysiques.

I LA STABILITE DES REMBLAIS AUX SEISMES ET LES METHODES PSEUDOSTATIQUES

Dans ce genre de méthode l'analyse est faite avec la même démarche que pour un problème statique mais avec une force horizontale qui s'exprime comme le produit d'un coefficient sismique k par le poids W de la masse potentielle de glissement.

Si le facteur de sécurité tend vers 1, la section est supposée instable, quoi qu'il n'y ait pas de limite inférieure bien définie pour la valeur acceptable du facteur de sécurité.

En effet, un remblai normalement conçu et réalisé est stable statiquement et puisque les forces d'inertie induites par le séisme sont de nature transitoire, les mouvements du sol n'entrainent des déformations permanentes que s'il en résulte des contraintes atteignant le seuil de résistance du sol, c'est-à-dire lorsque le facteur de sécurité devient suffisamment bas. Pendant un séisme, les forces d'inertie peuvent devenir assez importantes pour que le facteur de sécurité devienne inférieur à 1 à plusieurs reprises mais seulement pendant des durées très courtes. On pourrait conclure lors de l'étude à la ruine de l'ouvrage, cependant des cas réels montrent que dans ces conditions et selon les matériaux dont sont construits les ouvrages, les déformations permanentes qui en découlent peuvent être négligeables voire nulles.

1. Signification du coefficient sismique

Il y a actuellement 3 écoles de pensée : |4,7,8|

a) certains ingénieurs admettent que le produit kW représente la force d'inertie maximale développée pendant le séisme.

L'application statique de cette force qui n'agit en fait que quelques fractions de seconde est naturellement pessimiste, puisqu'une force importante peut agir pendant un temps très court sans provoquer de déformations importantes.

L'adoption de cette approche équivaut à accepter le concept que le développement de toute déformation permanente, si infime soit-elle, constitue une rupture du remblai, ce qui est rarement le cas.

C'est là, en fait, une conséquence directe des hypothèses de base, à savoir que le comportement du sol est rigide-plastique. Une méthode fondée sur cette loi ne laisse donc pas la possibilité au sol de se déformer et le passage du facteur de sécurité en dessous de 1 se traduit par la ruine totale de l'ouvrage.

Généralement, le projeteur acceptera des déformations limitées lors des forts tremblements de terre, alors que l'utilisation d'un coefficient sismique représentant la force d'inertie maximale est trop pessimiste.

b) D'autres considèrent que le coefficient sismique est un moyen pour représenter la force statique dont les effets (c'est-à-dire les déformations produites dans le remblai) sont identiques à ceux induits par les forces d'inertie dynamiques réelles. Dans ce cas, la force sismique équivalente serait beaucoup plus faible que la force d'inertie transitoire maximale.

Mais si cette définition semble séduisante et acceptable, elle est virtuellement impossible à mettre en oeuvre puisque pour calculer k il faut connaître les effets des forces dynamiques réelles et que si on connaît ces effets il est inutile de revenir à une méthode statique.

c) Une troisième approche plus pragmatique est de considérer le coefficient sismique comme une constante empirique qui sert à désigner une force latérale utilisée pour représenter les effets des sollicitations dynamiques sur le remblai. C'est un objectif raisonnable mais malheureusement pas aisément réalisé.

2. Valeur du coefficient sismique

Quel que soit le concept choisi par l'ingénieur parmi les 3 présentés ci-dessus, il subsiste toujours le problème qui consiste à donner une valeur numérique à k. Il y a différentes méthodes avec notamment l'adoption de règles empiriques, l'hypothèse de la réponse du corps rigide ou l'utilisation de la réponse élastique.

a) les valeurs empiriques

Aux USA ces valeurs sont comprises entre 0,05 et 0,15. Il est raisonnable de penser à différencier les cas selon la sismicité du lieu, les conditions de fondations..., il n'y a pas à proprement parler de justification réelle pour le choix de ces valeurs . Il semble davantage que ce soit l'usage même de ces valeurs qui leur ait donné quelque apparance de vraisemblance et d'autorité.

On peut néanmoins trouver les raisons d'un tel choix parmi les considérations suivantes :

- Les valeurs sont du même ordre de grandeur que celles suggérées par Westergaard pour déterminer les pressions hydrauliques sur les barrages en béton pendant les séismes.C'est en fait un problème très différent de celui de la conception des remblais.

- Ces valeurs sont également du même ordre de grandeur que les coefficients sismiques recommandés pour la conception structurale des immeubles dans les régions actives sismiquement (voir Annexe 1). Mais les ingénieurs des structures reconnaissent qu'il y a encore de fortes déformations plastiques lors des gros séismes même avec un facteur de sécurité initial de 2 ou 3. Or pour les structures en terre les facteurs de sécurité sont beaucoup plus faibles et les déformations plastiques plus importantes.

- On a parfois suggéré également que l'emploi de valeurs inférieures à 0,1 et l'acceptation d'un facteur de sécurité inférieur lors des conditions exceptionnelles du séisme permettait de ne pas modifier un projet initial tout en faisant croire qu'un calcul antisismique a été réalisé.

Il est possible qu'une valeur de 0,10 à 0,15 puisse mener à des conditions de sécurité dans le plupart des cas, mais jusqu'à ce qu'on ait les moyens de juger de leur validité -soit par des comparaisons avec des méthodes plus rigoureuses ou par des essais grandeur nature ou des observations de remblais réels- leur utilisation doit être considérée comme contestable.

Il faut aussi noter que des valeurs sensiblement supérieures sont employées au Japon (0,12 à 0,25 selon le lieu, le type de fondation...) et en URSS.

b) les valeurs obtenues par une analyse de la réponse du corps rigide

Si on suppose le barrage ou le remblai rigide, les accélérations sont partout les mêmes et sont égales à tout instant à celles du terrain. Alors, on choisit pour le coefficient sismique l'accélération maximale du terrain.

Cette approche a deux limitations majeures :

- Même si certains remblais petits et rigides ou des barrages situés dans des vallées étroites peuvent se comporter essentiellement comme des structures rigides, il est bien évident que tous n'ont pas un comportement de ce type (essais sur des barrages par machine vibrante). Il faudrait également tenir compte de la période naturelle d'oscillation de la structure, des caractéristiques d'amortissement du barrage ou du remblai et de la nature des mouvements du terrain.

- L'accélération maximale ne se développera dans le barrage que pendant un instant très court avec une déformation résultante faible. Bien que complétée par les déformations produites par les autres accélérations développées pendant le séisme, leur somme sera certainement bien inférieure à celle que produirait une force d'inertie correspondant à l'accélération maximale et appliquée pendant un temps indéfini.

Il n'y a rien actuellement qui puisse guider l'ingénieur dans le choix et la modification de ce coefficient afin de tenir compte des différences dans la structure ou les mouvements du terrain.

c) le calcul du coefficient sismique par une analyse de la réponse élastique

Pour palier l'imprécision des règles empiriques et de l'hypothèse du corps rigide, nombreux sont les chercheurs qui ont pensé à utiliser la réponse du corps élastique |2,4,7| .

On considère alors la section du remblai comme formée d'une superposition d'une infinité de tranches fines horizontales (fig.E.1), reliées entre elles par des ressorts élastiques et des amortisseurs visqueux. La réponse est calculée à plusieurs niveaux de la structure pour un mouvement uniforme de la base.

Les premières analyses datent de 1936 (Mononobe, Takata et Matumura) avec certaines hypothèses simplificatrices :

- section triangulaire infiniment longue sur fondation rigide,
- matériau élastique et homogène, module et densité uniformes,
- déformations dues uniquement au cisaillement,
- distribution uniforme des contraintes de cisaillement le long d'un plan horizontal,
- influence négligeable de l'eau du réservoir.

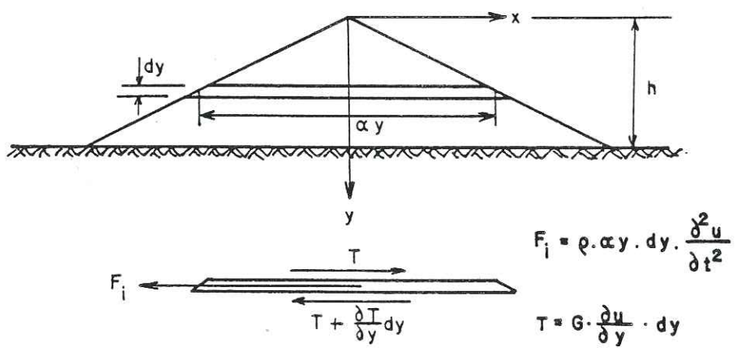


Figure E.1 - Analyse de la réponse élastique

Seul Ambraseys |2| a tenté d'appliquer cette théorie à la pratique de la conception. Il a proposé de remplacer les forces latérales qui agissent sur un barrage pendant un séisme par une force statique dont la grandeur est exprimée à l'aide du coefficient sismique lui-même évalué par l'une des manières suivantes :

- le coefficient sismique à une profondeur donnée est égal à la racine carrée de la somme des carrés des coefficients sismiques pour les pics de réponse des 4 premiers modes :

$$\overline{k(y)} = \left[\sum_{n=1}^{n=4} \{k_n(y)\}^2 \right]^{1/2}$$

- le coefficient sismique à une profondeur donnée est égal à la valeur maximale à cette profondeur pour chacune des distributions modales

$$k(y) = \left[k_n(y) \right]_{max}$$

Ces deux expressions tentent d'estimer la distribution maximale du coefficient sismique agissant à tout instant pendant le séisme. On obtient des distributions variant d'une valeur maximale à la crête du remblai pour 0 à la base.

Utilisées de cette manière, les analyses dynamiques de la réponse tentent seulement de déterminer les forces d'inertie maximales susceptibles de se développer à tout instant pendant un séisme, puis ces valeurs sont injectées dans une analyse pseudostatique . Cette méthode souffre de certaines limitations :

- Le choix d'un coefficient sismique maximum à une profondeur donnée pour un mode donné mène à une surestimation des forces d'inertie développées.
- Comme dans toute méthode pseudostatique, on ne tient pas compte de la durée d'application des forces d'inertie. Le facteur de sécurité tel qu'on peut le définir pour un sol ayant un comportement rigide plastique ne peut donc devenir inférieur à 1 sans qu'il y ait rupture ; de même, toute déformation permanente constitue une rupture du remblai.

Cette méthode donne pour k la valeur suivante :

$$k(y,t) = \frac{1}{g} \sum_{n=1}^{\infty} 2\omega_n \frac{J_o(\beta_n \frac{y}{h})}{\beta_n J_1(\beta_n)} \int_o^t \ddot{u}_g \sin \omega_n(t-\tau) \, d\tau$$

où
- t = temps
- g = intensité de la pesanteur
- h = hauteur du barrage
- n = ordre du mode de vibration
- J_o = fonction de Bessel de 1er espèce et d'ordre 0
- $J_o(\beta_n \frac{y}{h})$ = forme du mode de vibration pour le $n^{ième}$ mode correspondant à la pulsation ω_n
- β_n = zéro de l'équation $J_o(\omega\sqrt{\frac{\rho}{G}}\, h) = 0$ ayant une valeur fixée pour chaque mode ($\beta_1 = 2{,}404$, $\beta_2 = 5{,}52$, $\beta = 8{,}65$ par exemple)
- ρ = masse volumique
- G = module de cisaillement
- ω_n = pulsation naturelle d'oscillation du barrage dans le $n^{ième}$ mode $\omega_n = \frac{\beta_n}{h}\sqrt{\frac{G}{\rho}}$
- $\ddot{u}_g$ = accélération du sol de fondation

Hatanaka (1955) a étendu ce type d'analyse et a montré que lorsque la longueur devenait supérieure à 4 fois la hauteur, on pouvait considérer le remblai comme infiniment long.

Ambraseys (1960) |1| a étudié le cas d'un coin tronqué de module uniforme et celui d'un coin symétrique de module uniforme reposant sur un milieu élastique semi-infini (donc amélioration par rapport au support rigide).

Rashid (1961) a choisi un module de cisaillement augmentant avec la racine cubique de la profondeur, ce qui est représentatif des barrages construits avec des sols pulvérulents.

- Ces analyses considéraient le barrage comme constitué de couches fines horizontales dont les mouvements n'étaient dus qu'aux contraintes de cisaillement. Il faudrait aussi tenir compte des compressions et des tractions relatives verticales.

D'autre part on ne tient compte que des secousses horizontales du terrain et on néglige les effets des mouvements verticaux.

- On a supposé avoir une déformation élastique du sol et une dissipation d'énergie par amortissement visqueux. Cependant les déformations du sol sous contraintes élevées ne sont pas réversibles et il y a dissipation d'énergie par un amortissement à cycles d'hystérésis.

Cependant tous les auteurs s'accordent pour reconnaître que les remblais réagissaient aux mouvements sismiques comme des corps déformables.

En dépit de ces limitations, l'analyse de la réponse élastique donne un schéma qualitatif de la distribution de l'accélération dans un remblai non rigide.

3. Exemple de calcul de valeurs de k

Il est intéressant de comparer les valeurs des coefficients sismiques obtenus par les différentes méthodes sur un exemple numérique : soit un barrage long, homogène, de 90 m de haut, construit avec un matériau compacté dont la vitesse de propagation des ondes S est de 300 m/s (valeur typique pour des alluvions cohérentes récentes) soumis à la composante N-S du Tremblement de Terre d'El Centro en 1940, l'accélération maximale du terrain atteignant environ 0,3 g.

- Règles empiriques : k compris entre 0,10 et 0,15 (USA)
  k compris entre 0,15 et 0,25 (Japon)
- Corps rigide : k = 0,3, correspondant à l'accélération maximale du terrain
- valeurs recommandées par Ambraseys, déterminées par une analyse élastique de la réponse et 20 % d'amortissement critique

$$\overline{k(y)} = \left[\sum_{n=1}^{4} (k_n^2(y)_{max})\right]^{1/2} \quad \text{et} \quad k(y) = \left[k_n(y)\right]_{max}$$

- valeurs données par le code russe : k = 0,23 (séisme relativement fort et λ compris entre 0,2 et 0,3.

Les résultats sont représentés sur la figure E.2

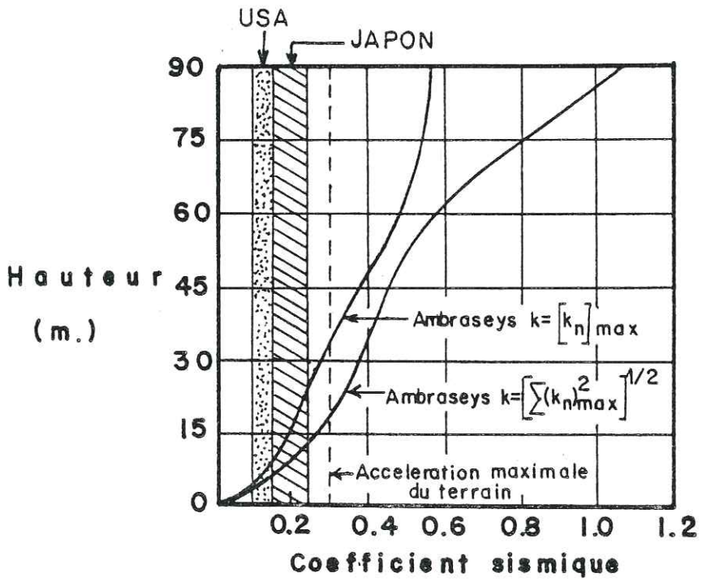


Figure E.2 - Exemples de calculs de coefficient sismique par différentes méthodes

Apparemment l'ingénieur a un large choix pour déterminer le coefficient sismique. La grande gamme de valeurs et les opinions couramment en usage sont une limitation sérieuse dans la pratique et reflètent sans doute l'incertitude des ingénieurs face à cet aspect de la conception des barrages et des remblais.

II. CALCUL D'UN COEFFICIENT SISMIQUE DYNAMIQUE

Dans ce chapitre consacré au coefficient sismique, nous avons vu toute la difficulté qu'il pouvait y avoir à essayer d'incorporer un coefficient sismique dans une méthode pseudostatique d'analyse de la stabilité vis-à-vis des séismes.

Certains auteurs ont alors pensé qu'il serait plus rationnel de déterminer des coefficients sismiques dynamiques représentant les variations dans le temps des forces d'inertie auxquelles est soumis le remblai pendant le séisme. Il a donc fallu développer une méthode de prévision des forces d'inertie dynamiques et leurs variations dans le temps.

1. Distribution de l'accélération dans les remblais

L'hypothèse du corps rigide où l'accélération serait la même à chaque instant que celle de la surface du terrain a été abandonnée au seul profit de la théorie viscoélastique. L'utilisation de cette théorie est justifiée par les faits suivants :

- La réponse de petits barrages (H = 30 m) à des vibrations artificielles a montré des pics de résonance pour l'accélération. Les fréquences de résonance observées sont en bon accord avec celles prévues par la théorie viscoélastique,
- La théorie prévoit que les accélérations induites doivent augmenter avec la hauteur à partir de la base. C'est ce type de comportement qui a été observé :
  - lors d'essais sur des modèles réduits,
  - par des sismographes installés sur le barrage de Cachuma en Californie en 1957 : l'accélération maximale du terrain était de 0,01 g mais l'accélération maximale de la crête a atteint 0,025 g,
  - à propos des mesures effectuées sur le barrage de Sannokaï (Japon) lors de plusieurs petits séismes.

Il apparaît alors |7| que la théorie de la réponse viscoélastique procure une approche raisonnable pour déterminer les forces dynamiques induites dans un remblai par un séisme et l'analyse par tranche de cisaillement utilisée dans le paragraphe précédent peut servir dans ce but, mais elle n'est pas suffisante pour déterminer les contraintes maximales.

$$\ddot{u}_a(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} 2\omega_n \frac{1}{\beta_n J_1(\beta_n)} J_o(\beta_n \frac{y}{h}) \int_o^t \ddot{u}_g \, e^{-\lambda_n \omega_n (t-\tau)} \sin(\omega_n(t-\tau))d\tau$$

où λ_n est la facteur d'amortissement du $n^{ième}$ mode de vibration

2. Coefficient sismique moyen

A partir de la distribution de l'accélération dans un remblai, le problème étant unidimensionnel car on ne considère qu'une force horizontale, on peut évaluer cette force latérale agissant sur une masse potentielle de glissement par

$$F = \Sigma\, m(y)\ddot{u}_a(y) \quad \text{(fig. E.3)}$$

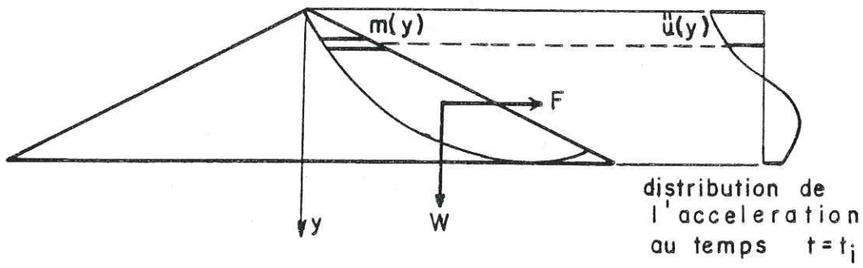


Figure E.3 - Variation de l'accélération avec la hauteur du point considéré dans la masse en glissement

On peut aussi exprimer cette force par l'intermédiaire d'un coefficient sismique moyen k_m

$$F = k_m \cdot W$$

soit la valeur de $k_m = \frac{1}{W} \Sigma\, m(y)\ddot{u}_a(y)$

on peut aussi connaître la variation de k_m dans le temps.

Cette théorie conduit à une valeur différente du coefficient sismique moyen pour chaque masse potentielle de glissement et à chaque instant.

Pour simplifier, il faut accepter d'assimiler la masse de glissement à un coin (fig. E.4).

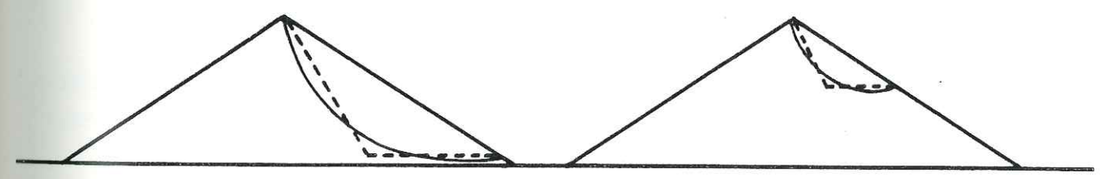


Figure E.4 - Simplification de la forme de la surface de glissement

On calcule ainsi le coefficient sismique moyen en calculant la force de cisaillement induite par le mouvement du terrain sur la base du coin à la profondeur y et en divisant cette force par la masse du coin.

Si les accélérations restent constantes le long d'un plan horizontal, le coefficient sismique moyen sera le même pour tout coin ayant sa base au même niveau et sera fonction de la pente de l'extrémité extérieure du coin.

Pour calculer la force de cisaillement, il faut connaître la distribution des contraintes sur la hauteur du remblai. Le déplacement à une profondeur y sous la crête s'écrit

$$u(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2\, J_o(\beta_n \frac{y}{h})}{\omega_n\, \beta_n\, J_o\,(\beta_n)} \quad V_n(t)$$

où $V_n(t)$ est l'intégrale de convolution

La distribution de la déformation de cisaillement est donnée par

$$\frac{\partial u(y,t)}{\partial y} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_1(\beta_n \frac{y}{h})}{h\, \omega_n\, J_1(\beta_n)} \quad V_n(t)$$

et celles des contraintes de cisaillement par

$$\tau(y,t) = G\, \frac{\partial u(y,t)}{\partial y} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2GJ_1(\beta_n \frac{y}{h})}{h\, \omega_n J_1(\beta_n)} \quad V_n(t)$$

La force de cisaillement qui s'exerce sur un coin de base b(y) est

$$F(y,t) = \tau(y,t)\ .\ b(y)$$

C'est aussi en fonction de l'accélération moyenne $[\ddot{u}_a(t)]_m$

$$F(y,t) = \text{masse du coin} \times [\ddot{u}_a(t)]_m = (\frac{1}{2}\ \frac{\gamma}{g}\ b(y).y)\ [\ddot{u}_a(t)]_m$$

$$\text{soit } [\ddot{u}_a(t)]_m = \frac{2F(y,t)}{\rho y\ b(y)} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4V_s}{y}\ \frac{J_1(\beta_n \frac{y}{h})}{\beta_n\ J_1(\beta_n)} \quad V_n(t)$$

$$\text{où} \quad \omega_n = (\frac{\beta_n}{h}\ V_s) \quad \text{et} \quad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

On remarque qu'à cause de la géométrie, la valeur du coefficient sismique moyen pour une masse potentielle de glissement à une profondeur donnée est indépendante de la largeur de la base du coin.

Les résultats des calculs montrent alors que les coefficients sismiques moyens varient considérablement selon le coin considéré, les valeurs étant plus élevées lorsque les coins sont placés haut dans le remblai. De plus, les amplitudes des accélérations moyennes représentées par ces coefficients sismiques sont sensiblement différentes de celles du terrain. Des résultats numériques figurent dans le tableau du paragraphe suivant.

3. Limites de la méthode

Pour pouvoir utiliser correctement cette théorie unidimensionnelle, il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques du matériau : le module de cisaillement G, ou la vitesse des ondes S, V_s et le facteur d'amortissement λ.

La théorie suppose un module de cisaillement uniforme dans le remblai ce qui semble valable pour les alluvions et les argiles en première approximation.

Les ordres de grandeur de V_s pour les barrages sont les suivantes :

- barrages constitués d'argile + silt : 100 m/s
- barrages constitués d'alluvions : 300 m/s.

Lors des grandes déformations, le module de cisaillement est inférieur à celui mesuré en phase purement élastique à cause du comportement non linéaire des sols. On a mesuré des pertes de 50 % |7|.

De même le facteur d'amortissement visqueux de l'ordre de 5 à 10 % pour les vibrations de faible amplitude augmente jusqu'à 20 % environ.

Résultats des calculs

hauteur m	Vs m/s	Coefficient sismique maximum k			
		1/4 sup	1/2 sup	3/4 sup	h
30	100	0.35	0.30	0.22	0.16
100		0.20	0.15	0.10	0.08
200		0.10	0.07	0.04	0.03
30	300	0.40	0.35	0.30	0.25
100		0.36	0.28	0.22	0.16
200		0.24	0.16	0.11	0.08

Tableau 10

Dans tous les cas k_m est plus grand lorsque la masse potentielle de glissement se situe à un niveau élevé du barrage. Pour un même niveau relatif de la surface de glissement, le coefficient sismique diminue lorsque la hauteur du barrage augmente.

La vitesse des ondes S joue aussi un rôle puisque apparemment la construction d'un remblai avec un sol plus déformable, donc dont la vitesse des ondes de cisaillement est plus petite, développe des forces sismiques plus faibles.

Il apparaît en conclusion de ces études que dans le choix du coefficient sismique, il faut bien tenir compte des caractéristiques suivantes :

- hauteur du barrage ou du remblai,
- caractéristiques des matériaux,
- position de la surface de glissement.

III. LE COEFFICIENT SISMIQUE DANS NOS CALCULS

Ce paragraphe a pour but la détermination de l'intervalle de valeurs que peut prendre le coefficient sismique dans une approche pseudostatique d'analyse de stabilité des pentes.

Dans le cadre de l'hypothèse du comportement rigide plastique du sol, le coefficient sismique représente l'accélération du sol qui est la même en tout point. Il est donc nécessaire de connaître la valeur des accélérations atteintes dans le sol pendant un tremblement de terre. Nous présentons ici différentes études statistiques réalisées ces dernières années.

1. Détermination de l'accélération maximale atteinte lors d'un séisme à partir de la magnitude

De nombreuses études statistiques ont été réalisées ces dix dernières années pour donner des relations empiriques liant l'accélération maximale du sol (voire pour certains auteurs la vitesse maximale et le déplacement) et la magnitude du tremblement de Terre |5| . L'accélération est alors fonction d'une distance qui peut être épicentrale D, hypocentrale R ou à la source d'énergie la plus proche (fig E.5).

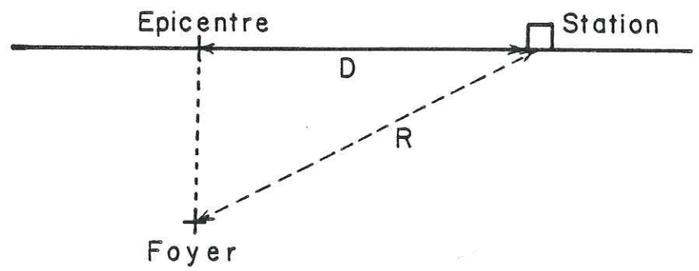


Figure E.5 - Distance à l'épicentre D et au foyer R

Il est difficile de corréler entre elles ces différentes études à cause des diverses définitions de distance ou de magnitude utilisées. De plus les formules empiriques données varient avec le type de sol concerné. On peut cependant se baser sur les estimations suivantes de la valeur de l'accélération maximale atteinte (donnée en fraction de l'accélération de la pesanteur).

Tableau 11 : valeurs de k_m

M	Distance	SOLS MOUS ALLUVIONS	SOLS DURS ET INTERMEDIAIRES	ROCHERS
5,5	10 km	0,20	0,19	0,18
	30 km	0,07	0,06	0,05
	50 km	0,03	0,04	0,02
6,5	10 km	0,40	0,38	0,46
	30 km	0,20	0,17	0,19
	50 km	0,10	0,09	0,08
7,5	10 km	0,5 à 1,2	0,4 à 1,1	0,5 à 0,9
	30 km	0,3 à 0,5	0,2 à 0,6	0,25
	50 km	0,20	0,1 à 0,3	0,10

Pour les magnitudes $M \leqslant 6,5$ le nombre de données traitées permet de limiter la dispersion des résultats alors que pour M = 7,5, les événements étant plus rares, il est impossible de donner une moyenne.

Les différentes études qui ont permis de remplir ce tableau sont développées en annexe.

2. Détermination de l'accélération maximale atteinte lors d'un séisme à partir de l'Intensité

Aptikaev (1982) |3| a présenté une étude statistique qui lui a permis de tracer la distribution des accélérations maximales lors d'un séisme en foncion de l'Intensité de Mercalli Modifiée (fig. E.6)

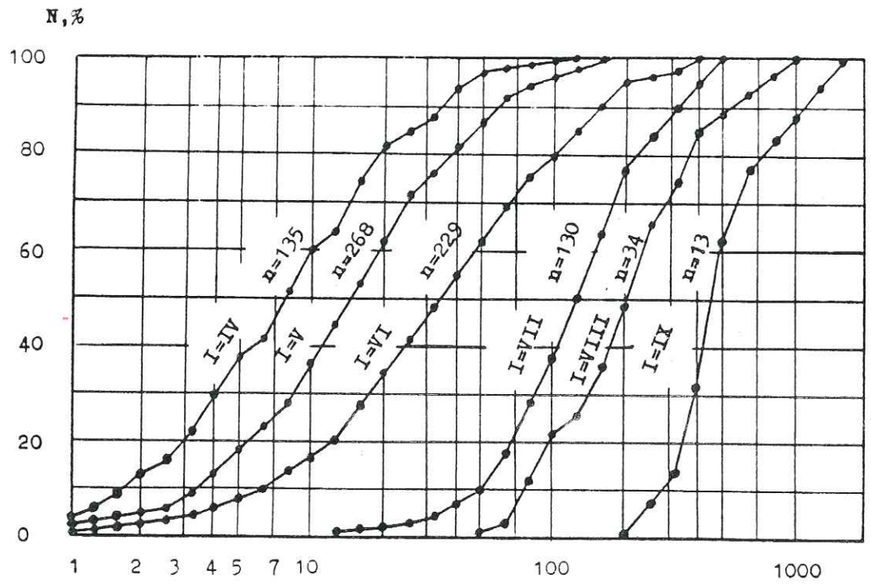


Figure E.6 - Distribution de l'accélération maximale en fonction de l'Intensité de Mercalli Modifiée (n représente le nombre de séismes)

On peut en déduire l'accélération maximale pour un pourcentage déterminé de séismes provoquant une secousse d'intensité I.

Ces accélérations seront déterminées pour 50 % et 80 % de séismes d'intensité I.

Tableau 12

% séismes I =	VI	VII	VIII	IX
50 %	0,035 g	0,12 g	0,20 g	0,45 g
80 %	0,10 g	0,22 g	0,35 g	0,70 g

3. Conclusion

Nous retiendrons pour nos calculs une valeur du coefficient sismique inférieure ou égale à 0,3.

En effet d'après les tableaux précédents, cela doit permettre de prendre en compte les séismes de magnitude inférieure ou égale à 6,5, voire 7,5 pour un éloignement suffisant, ou ceux provoquant des secousses d'intensité inférieure ou égale à VIII.

Il faut aussi se rappeler que ces tableaux concernent l'accélération maximale du sol ; la durée pendant laquelle le sol est soumis à cette valeur de l'accélération est dont très courte.

CONCLUSION

Ce chapitre vous a permis de présenter les diverses définitions du coefficient sismique k ainsi que les quelques théories qui permettent de le calculer.

Mais nous avons surtout voulu essayer de relier ce coefficient aux divers paramètres géophysiques mesurés lors des tremblements de terre.

Dans le cadre de la méthode pseudostatique, retenue pour calculer un facteur de sécurité et des déplacements, nous avons donc utilisé des analyses statistiques concernant la détermination de l'accélération maximale atteinte par le sol lors des séismes. Cela nous a donc permis de limiter la valeur du coefficient sismique à 0,3.

BIBLIOGRAPHIE

|1| N.N. AMBRASEYS (1960) The seismic stability of earth dams. Proceedings of the 2nd World Conference Earthquake Engineering - Japan 1960 Vol. II.

|2| N.N. AMBRASEYS, S.K. SARMA (1967) The response of earth dams to strong earthquakes. Geotechnique 17, N° 3, pp. 181-213.

|3| F.F. APTIKAEV (1982) On the correlation of MM Intensity with parameters of ground shaking. Proceeding of the 7th European Conference on Earthquake Engineering. Athens. Greece. September 1982. pp 95-101.

|4| D.J. DOWRICK (1976) Earthquake Resistant Design. Chapter 5 : Structural response to earthquakes. pp. 92-191. New-York : John Wiley and Sons.

|5| I.M. IDRISS (1978) Characteristics of earthquake ground motions. Lecture notes for : séismic aspects of Geotechnical Engineering. Paris. May 4,6 1981

|6| H.B. SEED (1966) A method for earthquake resistant design of earth dams Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 92, N° SM1, pp. 13-41.

|7| H.B. SEED, G.R. MARTIN (1966) The seismic coefficient in earth dam design. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 92, N° SM3, pp. 25-58.

|8| H.B. SEED (1967) Slope Stability during earthquakes. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 93, N° SM4, pp. 299-323.

|9| H.B. SEED, I.M. IDRISS, F.W. KIEFER (1969) Characteristics of rock motions during earthquakes. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 95, N° SM 5, pp. 1199-1218.

F. CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE

I. METHODE DE TAYLOR

1. Présentation de la méthode et élaboration des formules analytiques dans le cas statique
2. Adaptation de la méthode de Taylor à une description pseudostatique d'une sollicitation dynamique

II. METHODE DES PERTURBATIONS

1. Présentation de la méthode et formulation dans le cas statique
2. Application à un cas simple
3. Adaptation de la méthode des perturbations à une description pseudostatique d'une sollicitation dynamique

III. METHODE DES BLOCS APPLIQUEE AU CAS D'UN BARRAGE A NOYAU ARGILEUX

1. Développement de la méthode dans le cas statique
2. Adaptation de la méthode des blocs à une description pseudostatique d'une sollicitation dynamique

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

F. CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE

I. METHODE DE TAYLOR (avec cercle de glissement en pied de talus)

1. Présentation de la méthode et élaboration des formules analytiques dans le cas statique

C'est une méthode globale qui suppose la ligne de glissement circulaire. Les contraintes $\vec{\sigma}$ sont inclinées de ϕ_c sur la normale au cercle de glissement. La réaction $\vec{R}$ est tangente à un cercle concentrique au cercle de glissement de rayon $k^* \rho \sin \phi_c$ (fig. F.1).

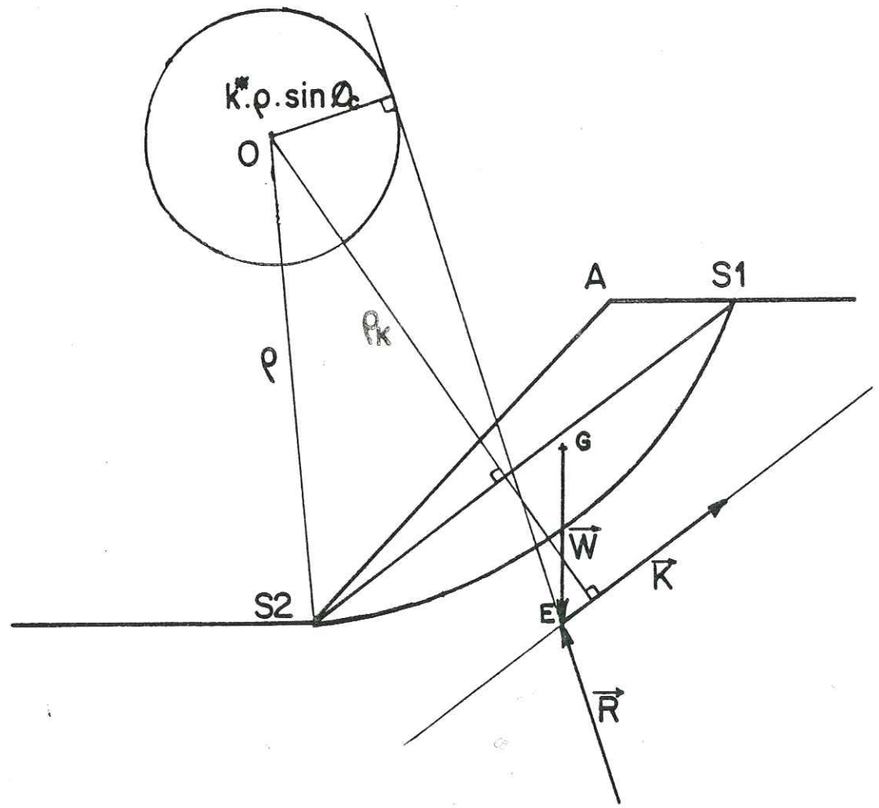


Figure F.1 - Méthode de Taylor

Méthode : on détermine ρ_K, donc la position de $\vec{K}$ dont on connaît la direction parallèle à S_1S_2.

On se donne un F_ϕ, on calcule alors $K^*\rho\sin\phi_c$ ce qui donne la direction de $\vec{R}$;

on détermine alors K puis F_c

si $F_c = F_\phi$ le problème est résolu, sinon on recommence.

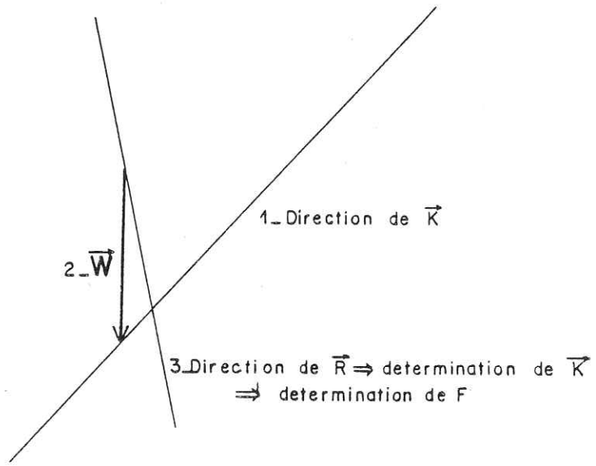


Figure F.2 - Solution graphique

- Calcul du poids en glissement

Il faut calculer l'aire de la surface AS_1S_2 = triangle + calotte.

- Direction de $\vec{K}$: elle est connue puisque parallèle à S_1S_2 repéré par l'angle θ que fait S_1S_2 avec l'horizontale

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{x_1 - x_2}{H}$$ où x_1 et x_2 sont les abscisses de S_1 et S_2 et H la hauteur du talus.

- Direction de $\vec{R}$ (fig. F.3)

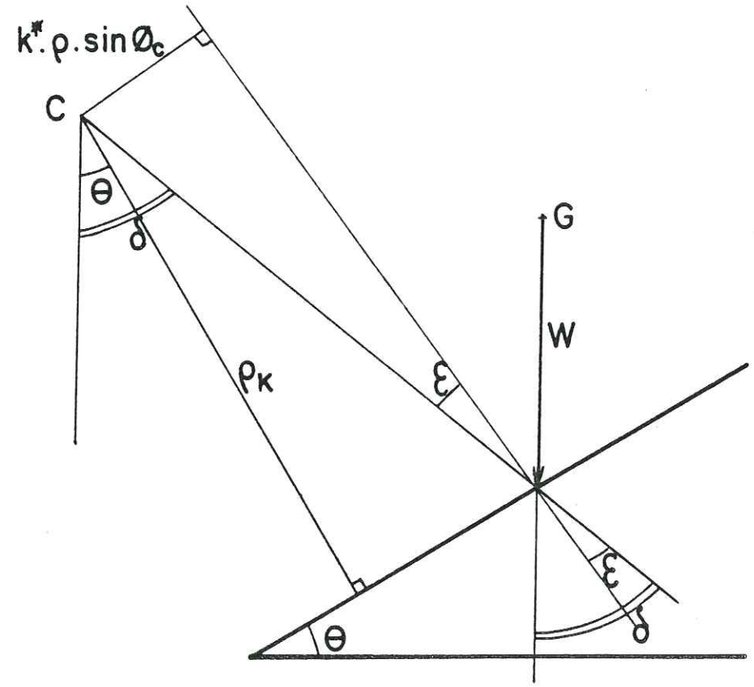


Figure F.3 - Détermination de la direction de $\vec{R}$ en statique

Elle est déterminée par l'angle $(\delta - \varepsilon)$ que fait la tangente au cercle de rayon $K^*\rho\sin\phi_c$ de centre C et passant par E, avec la verticale

$$\operatorname{tg}\delta = \frac{x_E - x_C}{y_C - y_E} \qquad \phi_c = \operatorname{Arc\,tg}\left(\frac{\operatorname{tg}\phi}{F}\right) \qquad \sin\varepsilon = \frac{K^*\rho\sin\phi_c}{CE}$$

$$CE = \sqrt{(x_E - x_C)^2 + (y_E - y_C)^2}$$

- Détermination de K (fig. F.4)

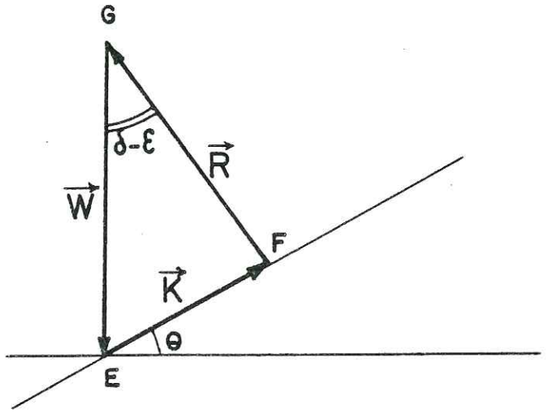


Figure F.4 - Polygone des forces en statique

$$EF = \frac{GE}{\sin\theta + \dfrac{\cos\theta}{tg(\delta-\varepsilon)}}$$

- Calcul du facteur de sécurité

$$K = \frac{C}{Fc} \times S_1S_2 \qquad S_1S_2 = 2\rho \sin\frac{\alpha}{2} \quad \text{où} \quad \alpha = \widehat{S_1CS_2}$$

$$\text{donc} \quad F_c = \frac{2\rho C \sin\dfrac{\alpha}{2}}{K}$$

$$\text{soit} \quad F_c = \frac{2\rho C}{W} \sin\frac{\alpha}{2} \left[\sin\theta + \frac{\cos\theta}{tg(\delta-\varepsilon)} \right]$$

2. Adaptation de la méthode de Taylor à une description pseudostatique d'une sollicitation dynamique

On ajoute une force sismique proportionnelle au poids soit d'intensité k.W.

Cette force sera choisie horizontale puisque l'effet de la composante verticale est faible comme l'a montré Sarma |2|.

La détermination du poids du sol susceptible de glisser et celle de la direction de $\vec{K}$ sont identiques au cas statique. La détermination de la direction de $\vec{R}$ se fait comme en statique en remplaçant le point E par le point E'(fig. F.5)

- Détermination de K

L'intensité de la force de cohésion est représentée par la longueur E'F.

$$E'F = \frac{G'E'}{\left(\sin\theta + \dfrac{\cos\theta}{tg(\delta'-\varepsilon')}\right)} \left(1 + \frac{k}{tg(\delta'-\varepsilon')}\right)$$

$$\text{avec } tg\,\delta' = \frac{x_{E'} - x_C}{y_C - y_{E'}} \qquad \sin\varepsilon' = \frac{k^*\rho\sin\phi_c}{CE'}$$

$$\text{et } CE' = \sqrt{(x_{E'} - x_C)^2 + (y_{E'} - y_C)^2}$$

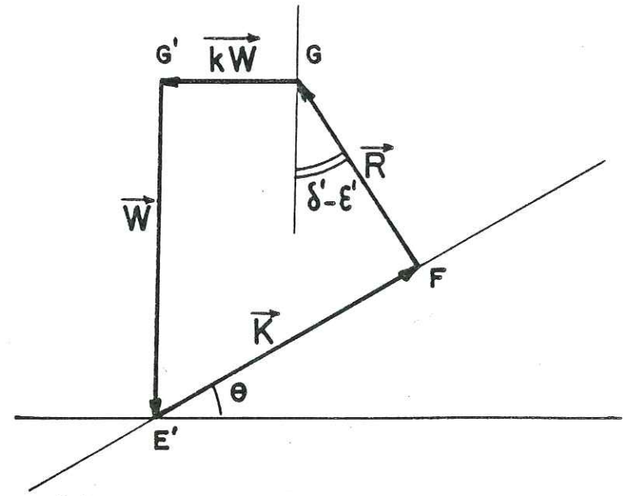


Figure F.5 - Polygone des forces dans le cas pseudostatique

- Calcul du facteur de sécurité

$$K = \frac{C}{F_c} \times S_1 S_2 = \frac{C}{F_c} \; 2\rho \sin\frac{\alpha}{2} \longrightarrow F_c = \frac{2\rho C}{K} \sin\frac{\alpha}{2}$$

$$\text{d'où } F_c = \frac{2\rho C}{W} \sin\frac{\alpha}{2} \; \frac{\left(\sin\theta + \dfrac{\cos\theta}{tg(\delta'-\varepsilon')} \right)}{\left[1 + \dfrac{k}{tg(\delta'-\varepsilon')} \right]}$$

$$\text{soit } F_c = \frac{2\rho C}{W} \sin\frac{\alpha}{2} \left[\frac{\cos(\theta - (\delta'-\varepsilon'))}{\sin(\delta'-\varepsilon') + k\cos(\delta'-\varepsilon')} \right]$$

La solution analytique détaillée, l'organigramme du programme réalisé en Basic et des exemples d'utilisations figurent dans l'annexe 2 du présent mémoire.

II. METHODE DES PERTURBATIONS (avec cercle en pied de talus)

Le LCPC utilise fréquemment cette méthode |1| qui est ici testée avec une ligne de glissement circulaire en pied de talus (fig. F.6) pour une comparaison avec la méthode de Taylor.

1. Présentation de la méthode et formulation dans le cas statique

C'est une méthode des tranches, dite exacte.

On suppose en effet que $N_i = W_i \cos\alpha_i \; (\mu_1 + \mu_2 y'(x))$

où $y(x)$ représente la ligne de glissement (ici un cercle), μ_1 et μ_2 étant deux paramètres permettant d'obtenir un même nombre d'équations que d'inconnues.

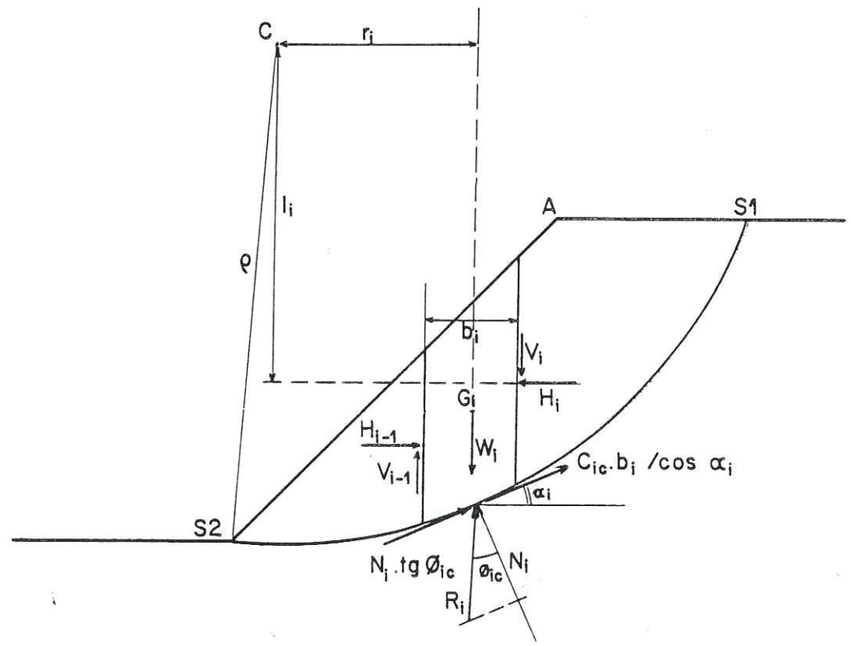


Figure F.6 - Méthode des perturbations : notations

Equilibre vertical d'une tranche

$$W_i + (V_i - V_{i-1}) - \frac{C_i}{F}\frac{b_i}{\cos\alpha_i}\sin\alpha_i - N_i\frac{tg\phi_i}{F}\sin\alpha_i - N_i\cos\alpha_i = 0$$

Equilibre horizontal d'une tranche

$$(H_{i-1} - H_i) + \frac{C_i}{F}\frac{b_i}{\cos\alpha_i}\cos\alpha_i + N_i\frac{tg\phi_i}{F}\cos\alpha_i - N_i\sin\alpha_i = 0$$

Moment d'une tranche/centre du cercle de glissement

$$r_iW_i - \rho\left(N_i\frac{tg\phi_i}{F} + \frac{C_i}{F}\frac{b_i}{\cos\alpha_i}\right) + V_i\left(r_i + \frac{b_i}{2}\right) - V_{i-1}\left(r_i - \frac{b_i}{2}\right) + H_il_i - H_{i-1}l_{i-1} = 0$$

avec $r_i - \frac{b_i}{2} = r_{i-1} + \frac{b_{i-1}}{2}$

$$\rho^2 = (l_i + e_i)^2 + \left(r_i + \frac{b_i}{2}\right)^2 \longrightarrow l_i = \sqrt{\rho^2 - \left(r_i + \frac{b_i}{2}\right)^2} - e_i$$

On obtient alors pour i = 1 à n

$$\begin{cases} W_i - V_{i-1} - \frac{C_i}{F}b_i\,tg\,\alpha_i - N_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\sin\alpha_i + \cos\alpha_i\right) = -V_i \\ H_{i-1} + \frac{C_i}{F}b_i + N_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\cos\alpha_i - \sin\alpha_i\right) = H_i \\ r_iW_i - \rho N_i\frac{tg\phi_i}{F} - \rho\frac{C_i}{F}\frac{b_i}{\cos\alpha_i} - V_{i-1}\left(r_{i-1} + \frac{b_{i-1}}{2}\right) - H_{i-1}l_{i-1} = -V_i\left(r_i + \frac{b_i}{2}\right) - H_il_i \end{cases}$$

Dans le cas d'un talus homogène $\forall i \quad \phi_i = \phi \quad , \quad C_i = C$

$N_i = W_i\cos\alpha_i(\mu_1 - \mu_2y')$ $\quad$ y(x) étant un cercle $y' = tg\,\alpha_i$

1ère équation

$$\begin{cases} V_i = V_{i-1} - W_i + \frac{C_i}{F}bi\,tg\alpha_i + N_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\sin\alpha_i + \cos\alpha_i\right) \\ V_o = 0 \\ V_n = 0 \end{cases}$$

$$\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{C_i}{F}b_i\,tg\alpha_i + N_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\sin\alpha_i + \cos\alpha_i\right) - W_i\right] = 0$$

avec $N_i = W_i\cos\alpha_i(\mu_1 + \mu_2y')$

ce qui donne

$$\mu_1\sum_{i=1}^{n}\left[W_i\cos\alpha_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\sin\alpha_i + \cos\alpha_i\right)\right] + \mu_2\sum_{i=1}^{n}\left[W_iy'\cos\alpha_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\sin\alpha_i + \cos\alpha_i\right)\right]$$

$$= \sum_{i=1}^{n}\left(W_i - \frac{C_i}{F}b_i\,tg\alpha_i\right)$$

2ème équation

$$\begin{cases} H_i = H_{i-1} + \frac{C_i}{F}b_i + N_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\cos\alpha_i - \sin\alpha_i\right) \\ H_o = 0 \\ H_n = 0 \end{cases}$$

$$\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{C_i}{F}b_i + N_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\cos\alpha_i - \sin\alpha_i\right)\right] = 0$$

soit avec $N_i = W_i\cos\alpha_i\,(\mu_1 + \mu_2y')$

$$\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{C_i b_i}{F}\right)+\mu_1\sum_{i=1}^{n}\left[W_i\cos\alpha_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\cos\alpha_i-\sin\alpha_i\right)\right]+\mu_2\sum_{i=1}^{n}\left[W_i y'\cos\alpha_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\cos\alpha_i-\sin\alpha_i\right)\right]=0$$

3ème équation

En faisant la somme de toutes les équations pour i = 1 à n on obtient

$$\frac{\rho}{F}\left(\sum_{i=1}^{n}\left(N_i\ tg\phi_i+C_i\frac{b_i}{\cos\alpha_i}\right)\right)=\sum_{i=1}^{n}r_iW_i$$

D'où le calcul de $F = \dfrac{\sum_{i=1}^{n}\left(N_i\ tg\phi_i + C_i\dfrac{b_i}{\cos\alpha_i}\right)}{\sum_{i=1}^{n}\dfrac{r_i}{\rho}W_i}$

comme $\dfrac{r_i}{\rho} = \sin\alpha_i$ on retrouve la formule de Fellenius

Methode : on choisit une valeur de F.

Il faut utiliser le système suivant pour calculer μ_1 et μ_2

$$\left[\begin{array}{l}
\mu_1\sum_{i=1}^{n}\left[W_i\cos\alpha_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\sin\alpha_i+\cos\alpha_i\right)\right]+\mu_2\sum_{i=1}^{n}\left[W_i y'\cos\alpha_i\left(\frac{tg\phi_i}{F}\sin\alpha_i+\cos\alpha_i\right)\right]\\
=\sum_{i=1}^{n}\left(W_i-\frac{C_i b_i tg\alpha_i}{F}\right)\\
\mu_1\sum_{i=1}^{n}\left[W_i\cos\alpha_i\left(\sin\alpha_i-\frac{tg\phi_i}{F}\cos\alpha_i\right)\right]+\mu_2\sum_{i=1}^{n}\left[W_i y'\cos\alpha_i\left(\sin\alpha_i-\frac{tg\phi_i}{F}\cos\alpha_i\right)\right]\\
=\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{C_i b_i}{F}\right)
\end{array}\right.$$

On peut alors calculer les $N_i = W_i\cos\alpha_i(\mu_1 + \mu_2 y')$
et la dernière équation permet de vérifier si F a été bien choisi =

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(N_i\ tg\ \phi_i + C_i\dfrac{b_i}{\cos\alpha_i}\right)}{\sum_{i=1}^{n}\dfrac{r_i}{\rho}W_i}$$

2. Application à un cas simple

Pour comparer les résultats à ceux donnés par la méthode de Taylor on étudiera le cas suivant :

- rupture circulaire
- cercle de glissement en pied de talus
- sol homogène γ, C, ϕ.

Les équations deviennent

$$\left\{\begin{array}{l}
V_i = V_{i-1} - W_i + \frac{C}{F}\ b_i\ tg\alpha_i + N_i\left(\frac{tg\phi}{F}\sin\alpha_i + \cos\alpha_i\right)\\
H_i = H_{i-1} + \frac{C}{F}b_i + N_i\left(\frac{tg\phi}{F}\cos\alpha_i - \sin\alpha_i\right)\\
r_iW_i - \rho N_i\frac{tg\phi}{F} - \rho\frac{C}{F}\ \frac{b_i}{\cos\alpha_i} - V_{i-1}\left(r_{i-1}+\frac{b_{i-1}}{2}\right) - H_{i-1}\ l_{i-1} = -V_i\left(r_i+\frac{b_i}{2}\right) - H_i\ l_i
\end{array}\right.$$

ce qui donne pour le système servant au calcul des coefficients μ_1 et μ_2 :

$$\mu_1\left[\frac{tg\phi}{F}\sum_{i=1}^{n}(W_i\sin\alpha_i\cos\alpha_i)+\sum_{i=1}^{n}(W_i\cos^2\alpha_i)\right]+\mu_2\left[\frac{tg\phi}{F}\sum_{i=1}^{n}(W_i y'\sin\alpha_i\cos\alpha_i)+\sum_{i=1}^{n}(W_i y'\cos^2\alpha_i)\right]$$

$$=\sum_{i=1}^{n}(W_i) - \frac{C}{F}\underbrace{\sum_{i=1}^{n}(b_i\ tg\alpha_i)}_{=H}$$

$$\mu_1 \left[\sum_{i=1}^{n} (W_i \cos\alpha_i \sin\alpha_i) - \frac{tg\phi}{F} \sum_{i=1}^{n} (W_i \cos^2\alpha_i) \right] + \mu_2 \left[\sum_{i=1}^{n} (W_i y' \cos\alpha_i \sin\alpha_i) - \frac{tg\phi}{F} \sum_{i=1}^{n} (W_i y' \cos^2\alpha_i) \right]$$

$$= -\frac{C}{F} \sum_{i=1}^{n} b_i$$

Dans le cas de la rupture circulaire $y' = tg\alpha_i$
le calcul de F devient :

$$F = \frac{tg\phi \cdot \sum_{i=1}^{n} N_i + C. \sum_{i=1}^{n} \frac{b_i}{\cos\alpha_i}}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i}$$

On remarque que $\sum_{i=1}^{n} b_i = x_1 - x_2$ x_1 et x_2 étant les abscisses de S_1 et S_2

$$\sum_{i=1}^{n} \frac{b_i}{\cos\alpha_i} = \widehat{S_1 S_2} = \rho\alpha$$

3. <u>Adaptation de la méthode des perturbations à une description pseudostatique d'une sollicitation dynamique</u>

On rajoute une force horizontale proportionnelle au poids pour chaque tranche kW_i (fig. F.7)

Equilibre vertical d'une tranche (équation inchangée/statique) :

$$W_i + (V_i - V_{i-1}) - \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \sin\alpha_i - N_i \frac{tg\phi_i}{F} \sin\alpha_i - N_i \cos\alpha_i = 0$$

Equilibre horizontal d'une tranche :

$$(H_{i-1} - H_i) + \frac{C_i}{F} b_i + N_i \frac{tg\phi_i}{F} \cos\alpha_i - N_i \sin\alpha_i - kW_i = 0$$

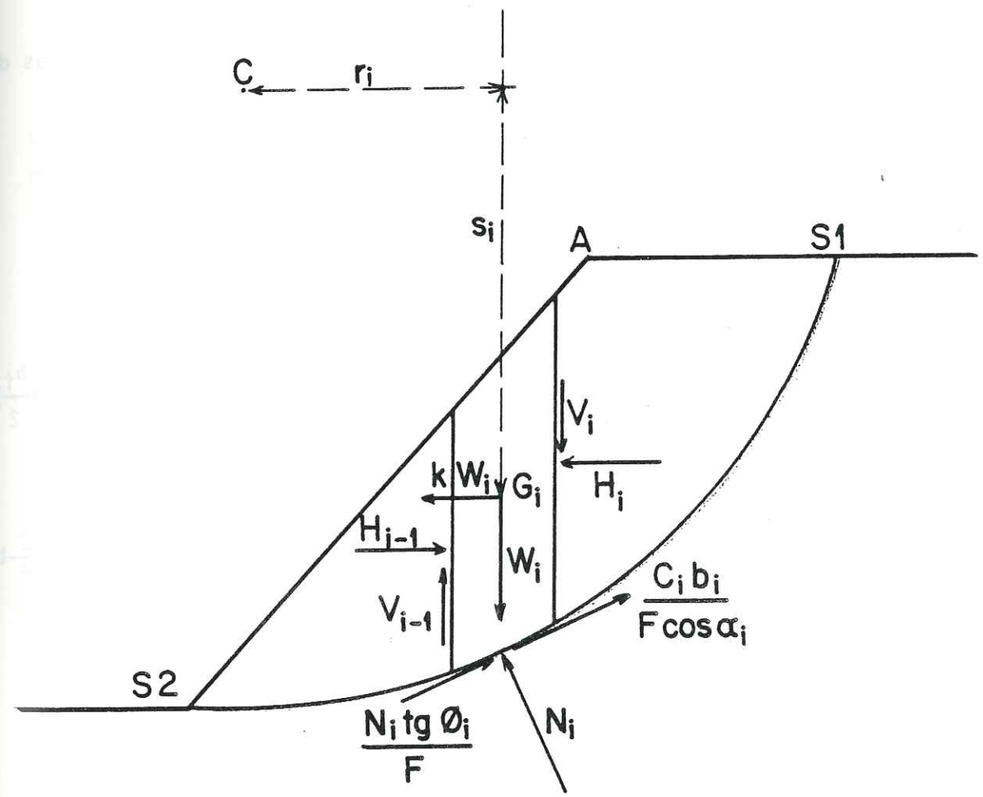


Figure F.7 - Méthode des perturbations dans le cas pseudostatique

Moment d'une tranche/ centre du cercle de glissement :

$$r_iW_i+ks_iW_i- \rho(N_i\frac{tg\phi_i}{F} + \frac{C_i}{F}\frac{b_i}{\cos\alpha_i}) + V_i(r_i+\frac{b_i}{2})-V_{i-1}(r_{i-1}+\frac{b_{i-1}}{2})+ H_il_i - H_{i-1}l_{i-1} = 0$$

Nous nous contenterons d'appliquer directement ces formules au cas de la rupture circulaire en pied d'un talus homogène.

Ce qui donne le système suivant :

$$\begin{cases} W_i - V_{i-1} - \frac{C}{F} b_i \, tg\alpha_i - N_i(\frac{tg\phi}{F} \sin\alpha_i + \cos\alpha_i) = -V_i \\ H_{i-1} + \frac{C}{F} b_i + N_i(\frac{tg\phi}{F} \cos\alpha_i - \sin\alpha_i) - kW_i = H_i \\ (r_i+ks_i)W_i - \rho N_i\frac{tg\phi}{F} - \rho \frac{C}{F}\frac{b_i}{\cos\alpha_i} - V_{i-1}(r_{i-1} + \frac{b_{i-1}}{2}) - H_{i-1} l_{i-1} = -V_i(r_i+\frac{b_i}{2})-H_il_i \end{cases}$$

La 1ère équation reste inchangée par rapport au cas statique :

$$\mu_1\left[\sum_{i=1}^{n} W_i\cos\alpha_i(\frac{tg\phi}{F} \sin\alpha_i+\cos\alpha_i)\right] + \mu_2\left[\sum_{i=1}^{n} W_iy'\cos\alpha_i(\frac{tg\phi}{F}\sin\alpha_i+\cos\alpha_i)\right] = \sum_{i=1}^{n} (W_i-\frac{C}{F}b_i tg\alpha_i)$$

Dans la 2ème équation intervient le terme $- kW_i$:

$$\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{C}{F} b_i + N_i(\frac{tg\phi}{F} \cos\alpha_i - \sin\alpha_i) - kW_i\right] = 0$$

ce qui donne après remplacement de N_i par sa valeur

$$\mu_1\left[\sum_{i=1}^{n} W_i\cos\alpha_i(\frac{tg\phi}{F} \cos\alpha_i-\sin\alpha_i)\right] + \mu_2\left[\sum_{i=1}^{n} W_iy'\cos\alpha_i(\frac{tg\phi}{F} \cos\alpha_i-\sin\alpha_i)\right] = \sum_{i=1}^{n} (kW_i- \frac{C}{F}b_i)$$

On remarquera que le système linéaire permettant le calcul des coefficients μ_1 et μ_2 ne diffère du système obtenu dans le cas statique que par le terme constant, alors que les coefficients de μ_1 et μ_2 restent les mêmes.

Dans la dernière équation intervient le terme ks_i, d'où la valeur de F donnée par

$$F = \frac{tg\phi \cdot \sum_{i=1}^{n} N_i + C. \sum_{i=1}^{n} \frac{b_i}{\cos\alpha_i}}{\sum_{i=1}^{n} (\frac{r_i + ks_i}{\rho}) W_i}$$

On notera que la connaissance des s_i ne se fait qu'en connaissant les coordonnées des centres de gravité de chaque tranche.

On trouvera en annexe du présent mémoire la solution analytique détaillée de cette méthode et l'organigramme du programme réalisé en Basic.

Figure également en annexe un développement intitulé "Méthode des perturbations appliquée à une ligne de rupture quelconque" qui comprend une formulation de la méthode en statique et son adaptation à une description pseudostatique d'une sollicitation dynamique. Ce paragraphe comprend également une solution analytique détaillée, l'organigramme du programme correspondant réalisé en Basic avec des exemples d'application.

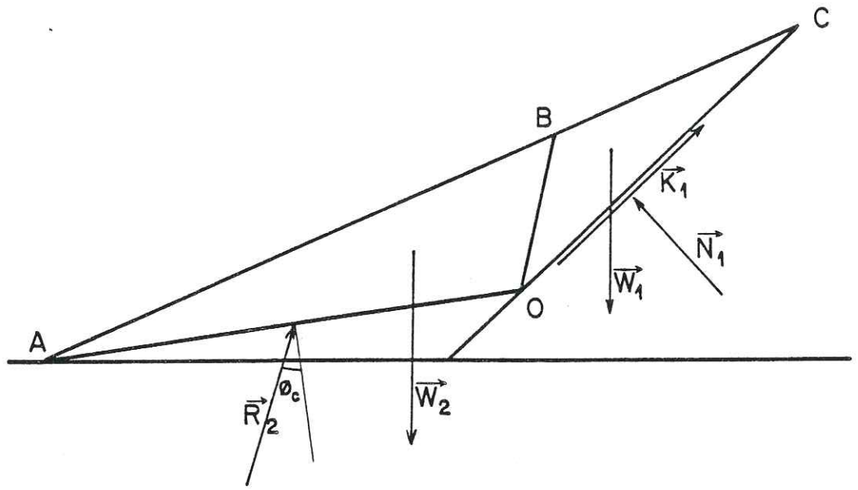


Figure F.8 - Méthode des blocs : schéma des forces extérieures

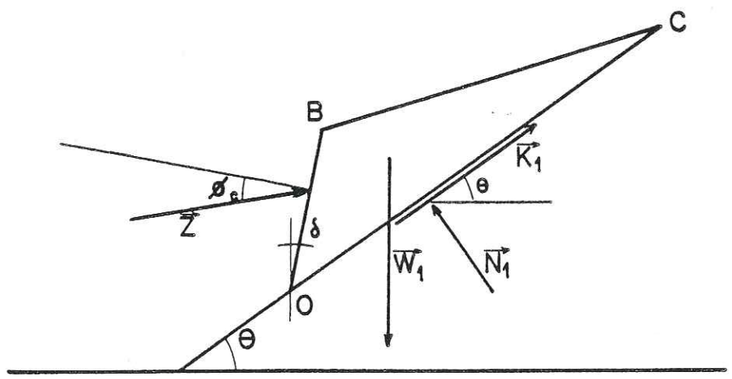


Figure F.9 - Equilibre du bloc supérieur (1)

IV. METHODE DES BLOCS APPLIQUEE AU CAS D'UN BARRAGE A NOYAU ARGILEUX ET A PAREMENT PUREMENT FROTTANT

1. Développement de la méthode dans le cas statique |3,4|

Avec les hypothèses faites sur les matériaux composant le noyau (sol purement cohérent) et la recharge (sol purement pulvérulent), les forces extérieures agissant sur l'ouvrage sont représentées sur la figure F.8

Pour n = 2 tranches le problème de l'analyse de l'équilibre est statiquement déterminé :

On a 6 inconnues : Z (2 composantes), F, N_1, R_2, e

et 6 équations
- .équilibre horizontal des tranches 1 et 2
- .équilibre vertical des tranches 1 et 2
- .équilibre des moments des tranches 1 et 2

Puisque les positions exactes de Z et de R nous indiffèrent, on peut se contenter des équations d'équilibre des forces, ce qui donne pour la tranche (1) (fig. F.9)

Equilibre horizontal

$$Z\cos(\phi_c - \delta) - N_1\sin\theta + K_1\cos\theta = 0$$

Equilibre vertical

$$W_1 - Z\sin(\phi_c - \delta) - N_1\cos\theta - K_1\sin\theta = 0$$

$$\begin{cases} N_1\sin\theta - Z\cos(\phi_c - \delta) = K_1\cos\theta \\ N_1\cos\theta + Z\sin(\phi_c - \delta) = W_1 - K_1\sin\theta \end{cases} \qquad K_1 = \frac{C}{F} \cdot OC$$

d'où
$$N_1 = \frac{W_1\cos(\phi_c - \delta) + K_1\sin(\phi_c - \delta - \theta)}{\cos(\phi_c - \delta - \theta)}$$

$$Z = \frac{W_1\sin\theta - K_1}{\cos(\phi_c - \delta - \theta)}$$

Pour la tranche (2) (fig. F.10)

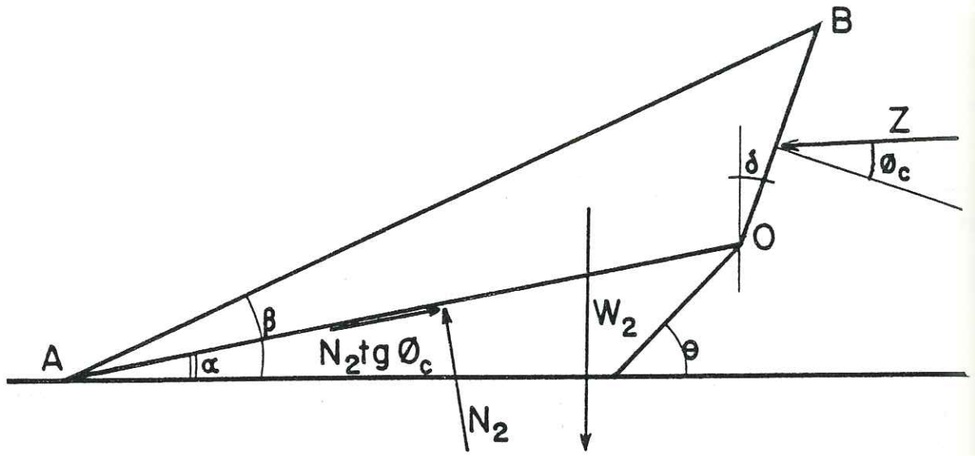


Figure F.10 - Equilibre du bloc inférieur (2)

Equilibre horizontal

$$N_2 tg\phi_c \cos\alpha - N_2 \sin\alpha - Z\cos(\phi_c - \delta) = 0$$

Equilibre vertical

$$W_2 - N_2 tg\phi_c \sin\alpha - N_2 \cos\alpha + Z\sin(\phi_c - \delta) = 0$$

$$\begin{cases} N_2(tg\phi_c \cos\alpha - \sin\alpha) - Z\cos(\phi_c - \delta) = 0 \\ N_2(tg\phi_c \sin\alpha + \cos\alpha) - Z\sin(\phi_c - \delta) = W_2 \end{cases}$$

D'où

$$N_2 = \frac{W_2 \cos(\phi_c - \delta)}{\cos(\phi_c - \delta - \alpha) - tg\phi_c . \sin(\phi_c - \delta - \alpha)}$$

$$Z = \frac{W_2 \left[tg\phi_c \cos\alpha - \sin\alpha \right]}{\cos(\phi_c - \delta - \alpha) - tg\phi_c . \sin(\phi_c - \delta - \alpha)}$$

En égalant les 2 valeurs de Z trouvées et avec

$$K_1 = \frac{C}{F} . OC = \frac{C.L}{F} \quad \text{et} \quad tg\phi_c = \frac{tg\phi}{F}$$

on a

$$\frac{W_1 \sin\theta - K_1}{\cos(\phi_c - \delta - \theta)} = \frac{W_2 \left[tg\phi_c \cos\alpha - \sin\alpha \right]}{\cos(\phi_c - \delta - \alpha) - tg\phi_c \sin(\phi_c - \delta - \alpha)}$$

ce qui donne

$$F^3 . \left[W_1 \sin\theta \cos(\delta+\alpha) + W_2 \cos(\delta+\theta) \sin\alpha \right]$$
$$+F^2 . \left[2W_1 \sin\theta \sin(\delta+\alpha) tg\phi - W_2 \cos(\alpha+\delta+\theta) tg\phi - C.L.\cos(\delta+\alpha) \right]$$
$$-F . \left[W_1 \sin\theta \cos(\delta+\alpha) tg^2\phi + W_2 \cos\alpha \sin(\delta+\theta) tg\phi^2 + 2\, C.L.\sin(\delta+\alpha).tg\phi \right]$$
$$+ C. tg^2\phi .L.\cos(\delta+\alpha) = 0$$

Pour le calcul de F on procèdera par itérations en mettant cette équation sous la forme

$$F = AF^3 + BF^2 + C$$

2. Adaptation de la méthode des blocs à une description pseudostatique d'une sollicitation dynamique

On rajoute aux équations d'équilibre précédentes une force horizontale proportionnelle au poids de chaque tranche. On supposera en outre que la séparation en deux blocs garde une forme semblable à celle observée en statique.
Pour la tranche supérieure ((1)), les équations deviennent pour l'équilibre horizontal :

$$Z \cos(\phi_c - \delta) - N_1 \sin\theta + K_1 \cos\theta - kW_1 = 0$$

l'équation de l'équilibre vertical reste inchangée :

$$W_1 - Z\sin(\phi_c-\delta) - N_1 \cos\theta - K_1 \sin\theta = 0$$

Le calcul de Z donne

$$Z = \frac{W_1(\sin\theta + k\cos\theta) - K_1}{\cos(\phi_c-\delta-\theta)}$$

Pour la tranche (2) , ces mêmes équations s'écrivent

$$N_2 tg\phi_c \cos\alpha - N_2\sin\alpha - Z\cos(\phi_c-\delta) - kW_2 = 0$$

et pour l'équilibre vertical

$$W_2 - N_2 tg\phi_c \sin\alpha - N_2\cos\alpha + Z\sin(\phi_c-\delta) = 0$$

d'où la valeur de Z

$$Z = \frac{W_2\left[tg\phi_c(\cos\alpha - k\sin\alpha) - (\sin\alpha + k\cos\alpha)\right]}{\cos(\phi_c-\delta-\alpha) - tg\phi_c.\sin(\phi_c-\delta-\alpha)}$$

En égalant les 2 expressions de Z on trouve comme dans le cas statique, une équation du 3ème degré avec k comme paramètre supplémentaire, la résolution de cette équation s'effectuant par itération de la même manière que précédemment. On trouve :

$$\begin{aligned}
&F^3.\left[W_1(\sin\theta+ k\cos\theta).\cos(\delta+\alpha) + W_2(\sin\alpha + k\cos\alpha).\cos(\delta+\theta)\right] \\
&+F^2.\left[2W_1(\sin\theta + k\cos\theta)\sin(\delta+\alpha)tg\phi - C.L.\cos(\delta+\alpha) + \right. \\
&\qquad \left. W_2(\sin\alpha + k\cos\alpha)\sin(\delta+\theta)tg\phi - W_2(\cos\alpha - k\sin\alpha)\cos(\delta+\theta)tg\phi\right] \\
&-F.\left[2C.L\, tg\phi\sin(\delta+\alpha) + W_1(\sin\theta+k\cos\theta)\cos(\delta+\alpha)tg^2\phi + W_2(\cos\alpha-k\sin\alpha)\sin(\delta+\theta)tg^2\phi\right] \\
&+ C.L.\, tg^2\phi.\cos(\delta+\alpha) = 0
\end{aligned}$$

On trouvera en annexe du présent mémoire une analyse détaillée de la méthode comprenant la résolution de l'équation du 3ème degré en F et l'organigramme du programme réalisé en Basic suivi d'exemples de calculs.

CONCLUSION

Nous avons pu présenter plusieurs méthodes permettant de déterminer un facteur de sécurité pseudostatique dans des cas particuliers :

- d'une part celui d'une rupture circulaire en pied de talus par la méthode globale de Taylor ou celle par tranches des perturbations,
- d'autre part le cas particulier d'un barrage à noyau argileux incliné revêtu d'un parement frottant étudié par la méthode des blocs, spécifique à ce genre d'ouvrage, où une partie au moins de la ligne de glissement est connue et par la méthode des perturbations adaptée à une ligne de glissement quelconque.

Ce chapitre n'a présenté que la théorie, les résultats numériques étant comparés entre eux et exploités par la suite.

Il ne faut pas se cacher les limites de telles méthodes : le choix et la signification même du coefficient sismique ne sont pas comme on l'a vu des plus simples à établir (voir chapitre E) ; de plus la force proportionnelle au poids qui intervient dans les calculs est une force statique que l'on considère donc dans les calculs comme appliquée pendant un temps indéfini, ce qui n'est pas le cas lors d'un séisme.

Cela peut sembler aller dans le sens de la sécurité. Néanmoins, le comportement dynamique des sols peut conduire à des phénomènes encore mal connus (liquéfaction, variation de pression interstitielle,...) qui modifient sensiblement les caractéristiques géotechniques des matériaux. Et les exemples numériques montrent que ces méthodes sont assez sensibles aux variations des paramètres géotechniques des sols et en particulier de C et de ϕ.

Il ne faut cependant pas leur reconnaître que des inconvénients : elles sont commodes à utiliser lors de la réalisation d'ouvrages courants de faibles dimensions ou lors de l'établissement d'avant-projets sommaires à cause de leur rapidité de mise en oeuvre et de leur faible coût de revient informatique (utilisation de micro-ordinateur). Il faut savoir les utiliser avec discernement et être attentif à l'aspect qualitatif des résultats des calculs.

Le gros avantage de ces méthodes est tout de même de pouvoir réaliser un calcul des déplacements subis par l'ouvrage lors d'un séisme sans faire appel à des moyens de calculs trop sophistiqués. C'est ce que nous verrons au chapitre consacré au calcul des déplacements (chapitre H).

B I B L I O G R A P H I E

|1| F. BLONDEAU (1976) Les méthodes d'analyse de stabilité. Bulletin du LCPC Numéro Spécial II. Tome 1 : Versants naturels. Mars 1976. pp. 56-62.

|2| S.K. SARMA (1975) Seismic Stability of earth dams and embankments. Geotechnique 25, N° 4, pp. 743-761.

|3| H.B. SEED, H.A. SULTAN Stability Analysis for sloping core embankment. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 93, n° SM4, July 1967, pp. 69-83.

|4| H.A. SULTAN, H.B. SEED Stability of sloping core earth dams. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 93, n° SM4, July 1967, pp.45-67.

G. PRESENTATION DES RESULTATS OBTENUS

INTRODUCTION

I. FACTEUR DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE EN RUPTURE CIRCULAIRE DES TALUS HOMOGENES

1. Généralités
2. Résultats qualitatifs
3. Abaques de calcul du facteur de sécurité
4. Comparaison avec la méthode de Cullman

II. FACTEUR DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE DANS UN BARRAGE A NOYAU INCLINE

BIBLIOGRAPHIE

G. PRESENTATION DES RESULTATS OBTENUS

L'ultime chapitre de cette partie va nous permettre de présenter les résultats de nos calculs concernant le facteur de sécurité pseudostatique.

Le premier paragraphe est consacré à la rupture circulaire en milieu homogène. On y compare les résultats obtenus par les diverses méthodes présentées auparavant ainsi que l'influence des différents paramètres intervenant dans le calcul. Les abaques établis à partir de la méthode de Taylor permettent de déterminer l'accélération critique d'un remblai et son facteur de sécurité pour un coefficient sismique donné.

La seconde partie traite des barrages à noyau argileux incliné. On y étudie l'opportunité du choix par rapport au barrage à noyau central, et les influences de la hauteur de l'ouvrage et de l'inclinaison du noyau sur la résistance aux séismes.

I. FACTEUR DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE EN RUPTURE CIRCULAIRE DES TALUS HOMOGENES

1. Généralités

Nous avons principalement utilisé deux méthodes : la méthode globale de Taylor et la méthode des perturbations. Pour réduire le nombre de cas à calculer, nous n'avons considéré que les cercles en pied de talus. De plus, afin de pouvoir comparer les résultats de ces deux méthodes, nous n'avons traité que le cas des talus homogènes.

Les résultats ont été comparés à ceux obtenus par la méthode de Cullman (glissement plan), tout au moins pour les pentes de talus assez fortes (60° et 70°).

2. Résultats qualitatifs

D'après les calculs réalisés sur plus de 200 talus, nous sommes amenés à présenter les conclusions suivantes :

- En statique comme en pseudostatique, les méthodes de Taylor et des perturbations conduisent au même facteur de sécurité (fig. G.1, G.2, G.3) et au même cercle de glissement critique.
- On constate une diminution importante du facteur de sécurité lorsque le coefficient sismique augmente, ainsi qu'un glissement vers le haut du centre de cercle critique.
- Influence des divers paramètres : nous avons étudié l'influence de la pente du talus, de l'angle de frottement interne et de la cohésion du sol. Les courbes des figures G.1, G.2, G.3 montrent sur des exemples que ces trois caractéristiques du remblai jouent un rôle important dans la détermination de la valeur du facteur de sécurité.

3. Abaques de calcul du facteur de sécurité

Les méthodes de Taylor et des perturbations donnant des résultats très proches, nous avons utilisé la première pour tracer des abaques à cause de sa convergence plus rapide dans les calculs.

Ces abaques (fig. G.6 à G.11) représentent dans un repère $\frac{C}{\gamma H}$, $tg\phi$ pour une pente de talus donnée, les différentes courbes F = 1 correspondant aux diverses valeurs du coefficient sismique k. Ils permettent soit de déterminer l'accélération critique d'un talus donné, soit d'en calculer le facteur de sécurité pour un coefficient sismique donné. Leur utilisation est détaillée par les figures G.4 et G.5.

4. Comparaison avec la méthode de Cullman

Cette comparaison n'a été effectuée que dans le cas de pentes fortes : 60° et 70° sur l'horizontale.

Le tableau ci-dessous présente deux exemples de comparaison.

Hauteur du talus : 10 m

Caractéristiques du sol : ϕ = 15° C = 50 kPa

Coefficient sismique	Pente 60°			Pente 70°		
	Taylor	Perturb.	Cullman	Taylor	Perturb.	Cullman
0	1.77	1.78	2.16	1.56	1.58	1.78
0.05	1.64	1.65	2.00	1.48	1.49	1.66
0.10	1.53	1.54	1.85	1.40	1.41	1.56
0.15	1.44	1.45	1.71	1.32	1.33	1.46
0.20	1.35	1.36	1.59	1.25	1.26	1.37
0.25	1.27	1.28	1.48	1.18	1.19	1.28
0.30	1.19	1.20	1.38	1.12	1.12	1.21

Tableau 13

Nous avons traité de nombreux cas qui nous laissent penser que la méthode de Cullman donne toujours une valeur du facteur de sécurité supérieure de 10 % à 20 % à celle donnée par les méthodes de Taylor ou des perturbations.

Nous éviterons donc d'employer la méthode de Cullman en milieu homogène même pour un remblai de pente forte. Le choix serait différent pour un talus présentant des plans préférentiels de glissement.

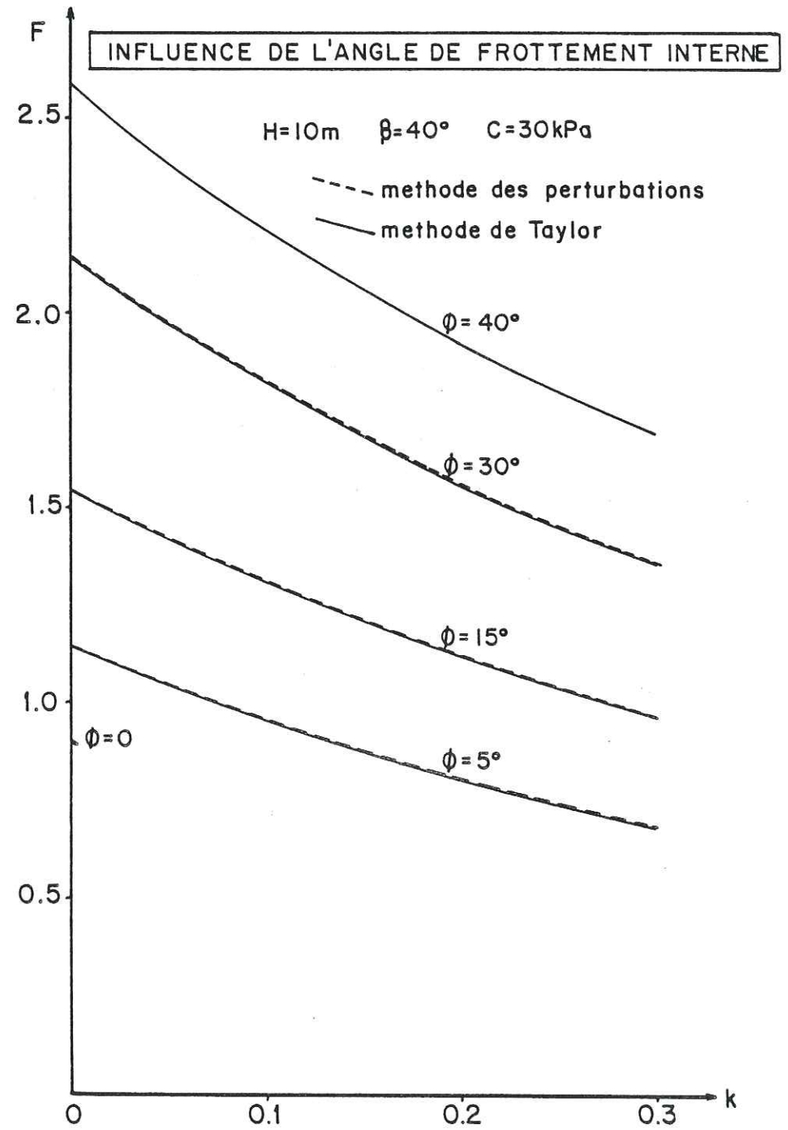


Figure G.1 - Influence des divers paramètres sur la calcul du facteur de sécurité

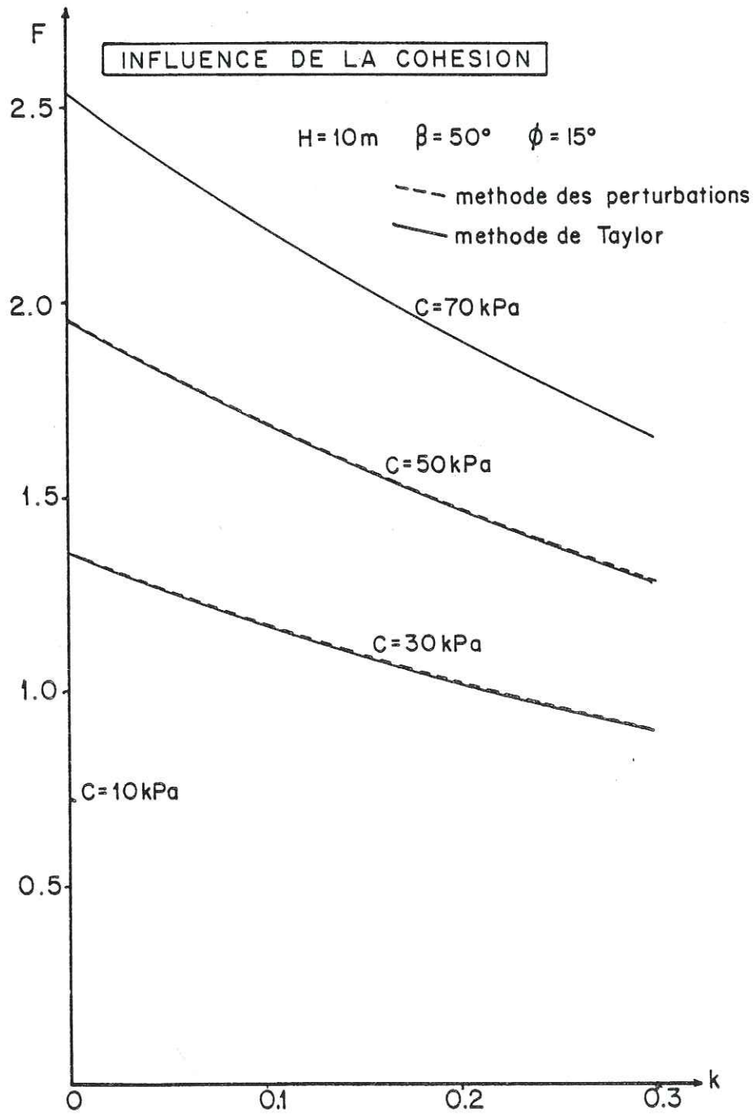


Figure G.2 - *Influence des divers paramètres sur le calcul du facteur de sécurité*

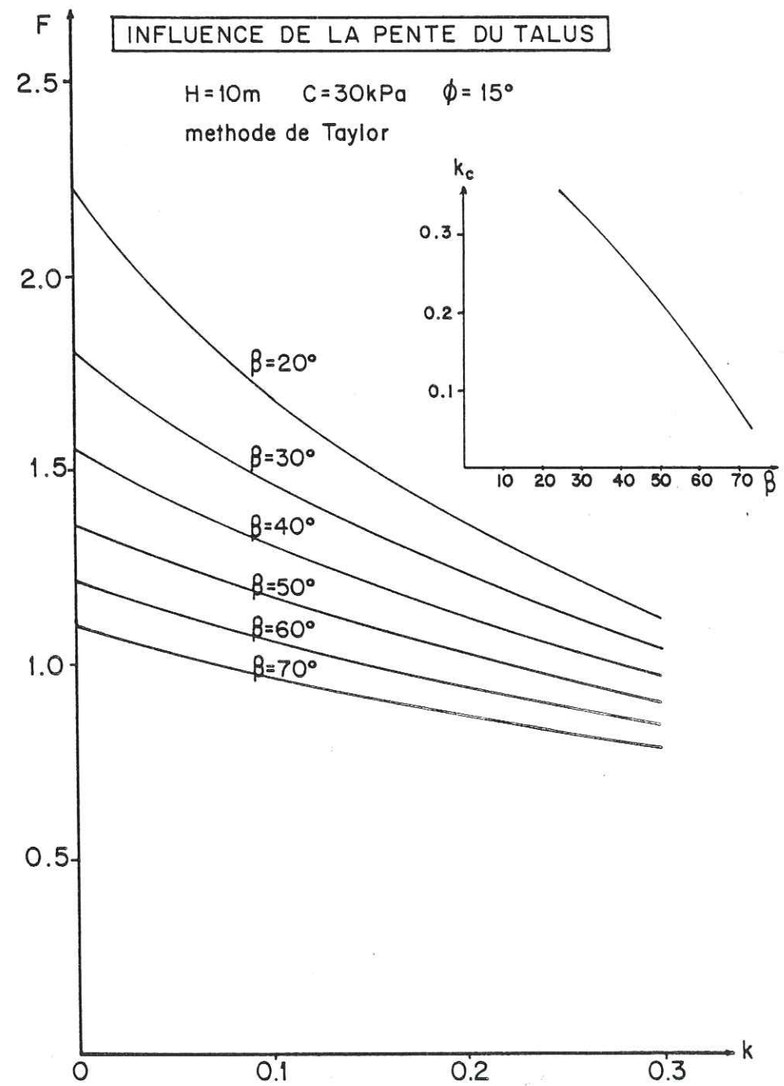


Figure G.3 - *Influence des divers paramètres sur le calcul du facteur de sécurité*

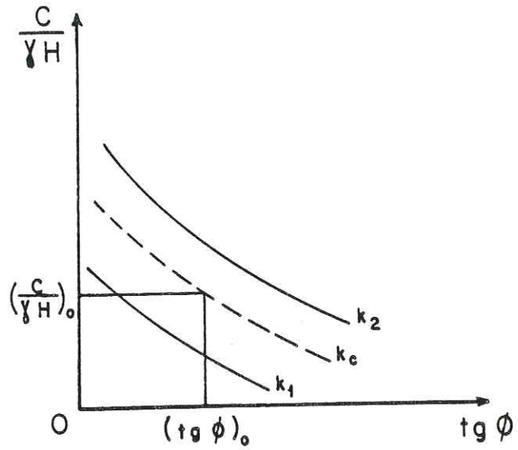


Figure G.4 - *Utilisation des abaques : détermination de l'accélération critique d'un talus de caractéristiques* $\left(\frac{C}{\gamma H}\right)$ *et* $(tg\phi)_0$. *Ici* $k_1 < k_c < k_2$

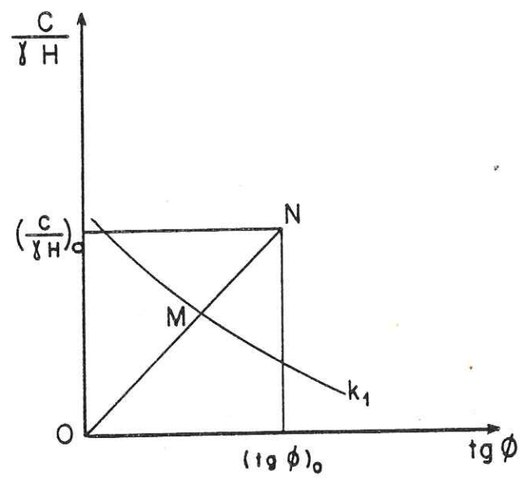


Figure G.5 - *Utilisation des abaques : détermination du facteur de sécurité pseudo-statique pour un coefficient sismique donné* k_1. *On a* $F = \frac{ON}{OM}$

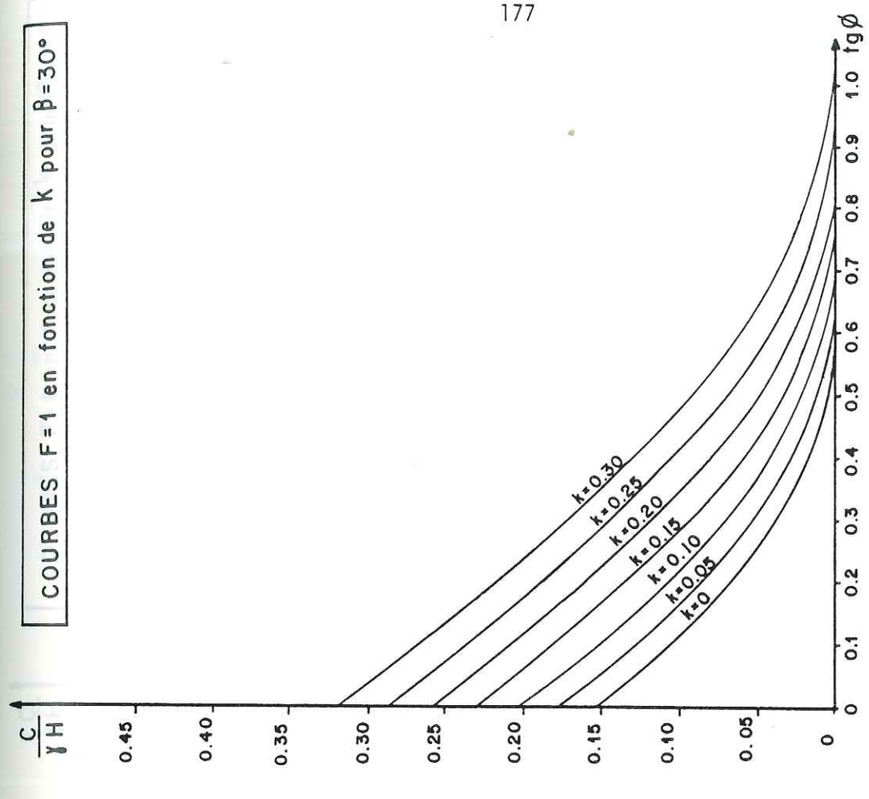


Figure G.7 - *Abaque* $\beta = 30°$

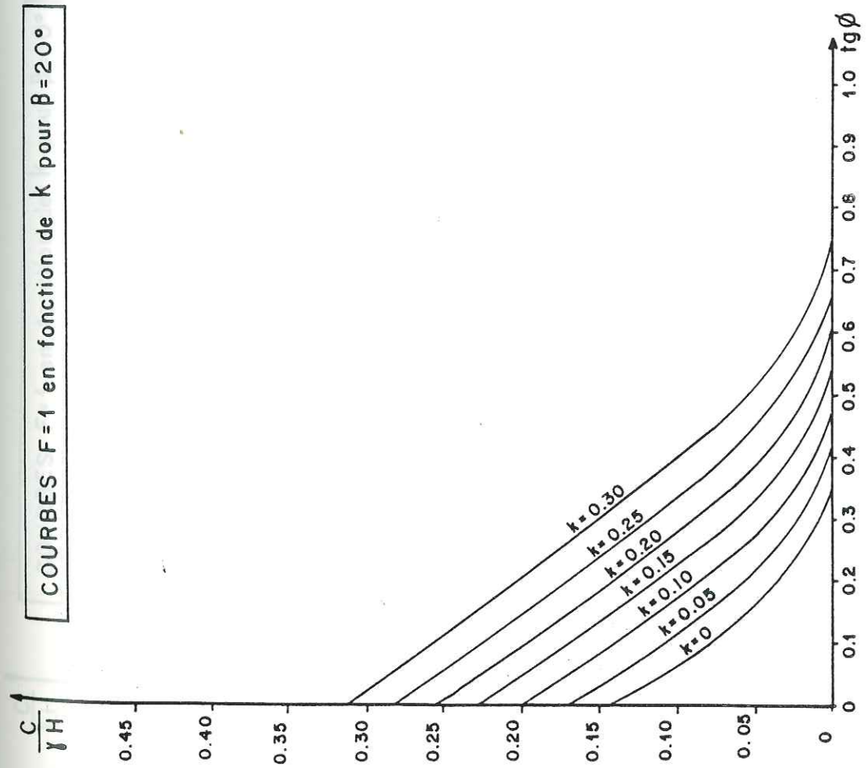


Figure G.6 - *Abaque* $\beta = 20°$

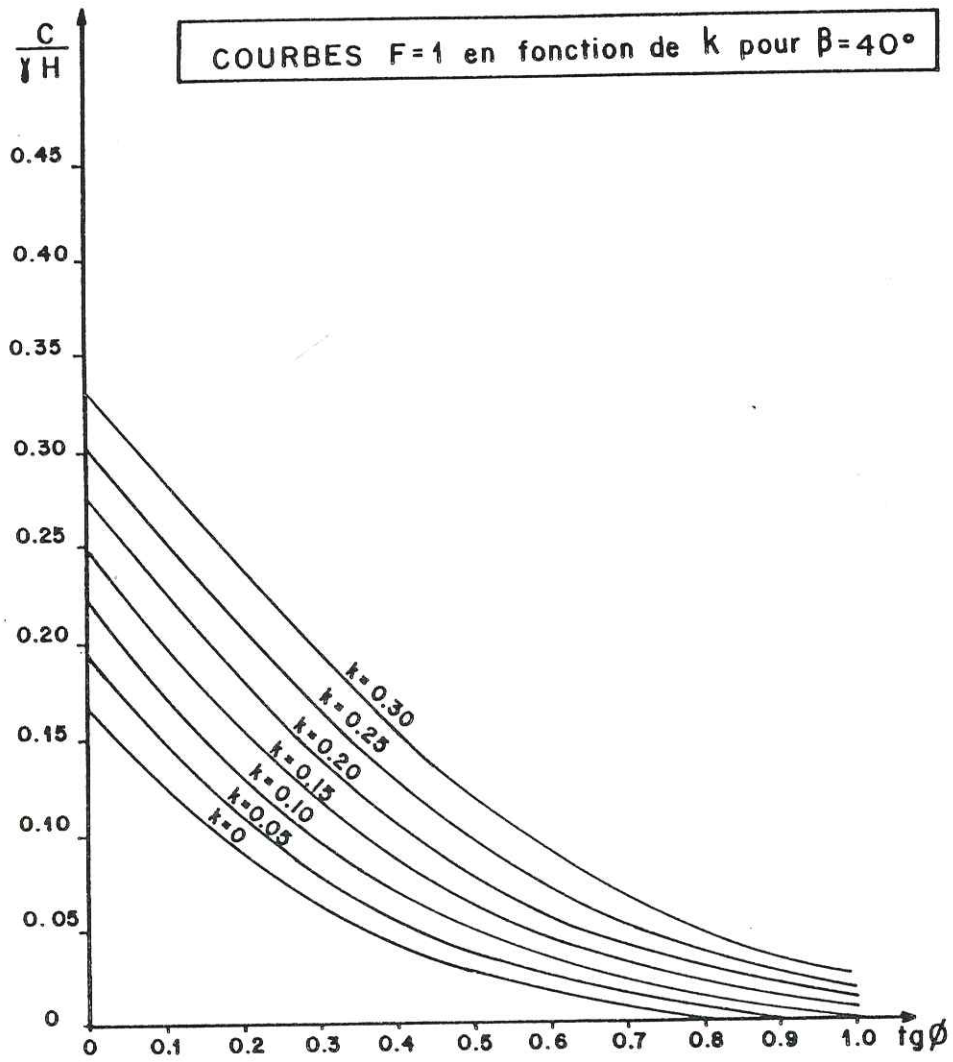


Figure G.8 - Abaque β = 40°

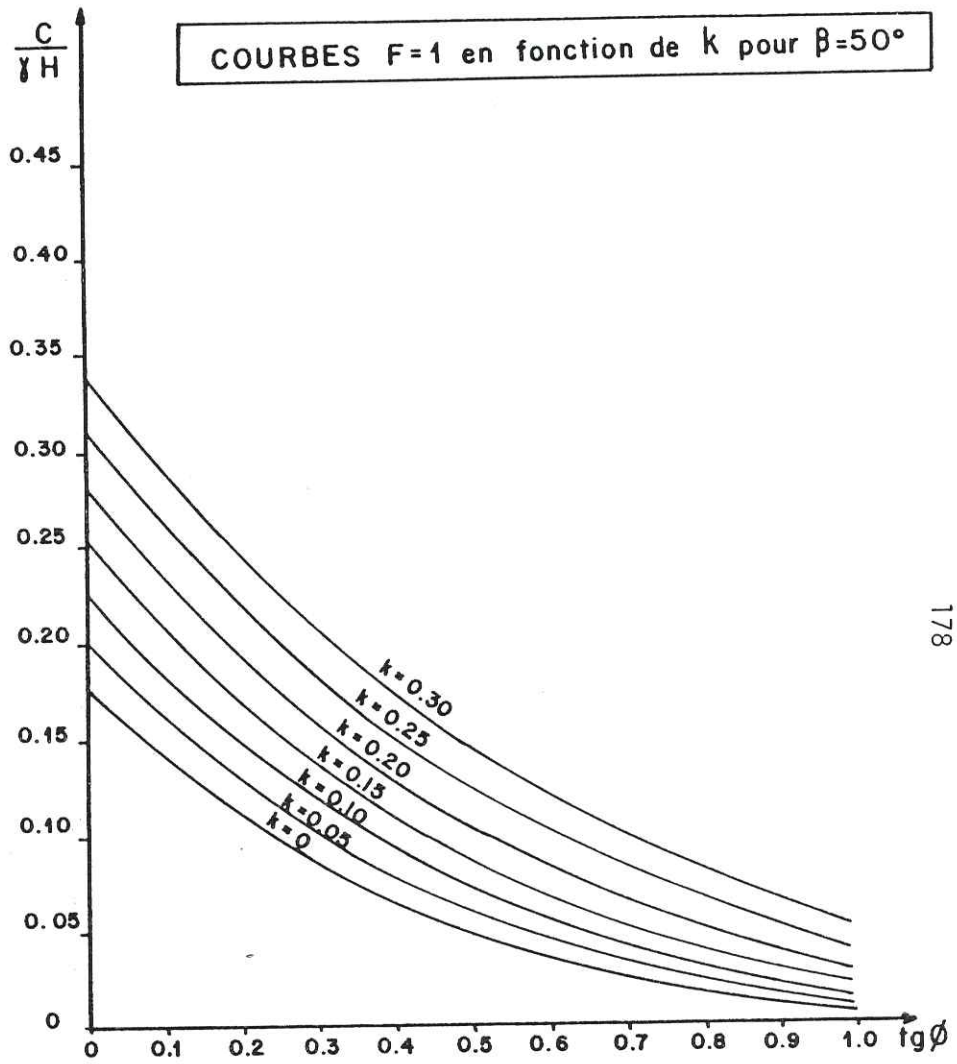


Figure G.9 - Abaque β = 50°

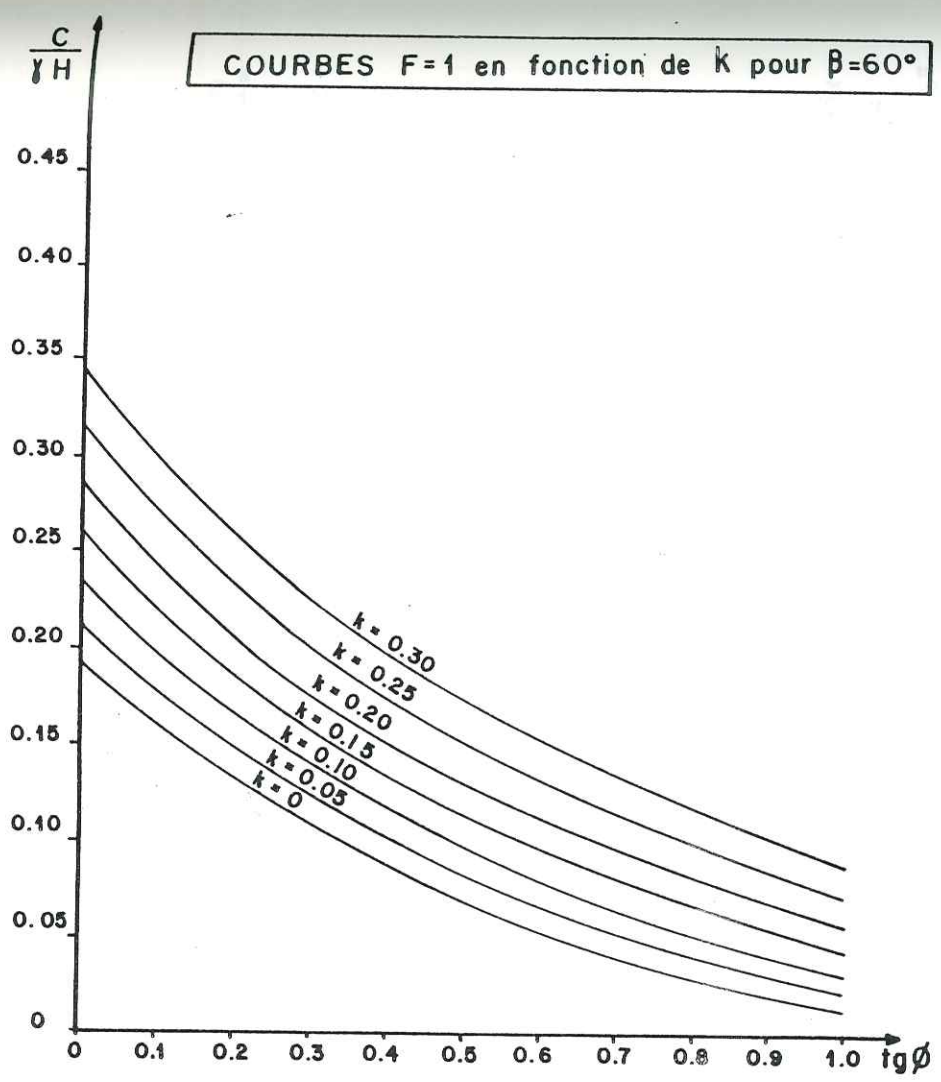


Figure G.10 - Abaque β = 60°

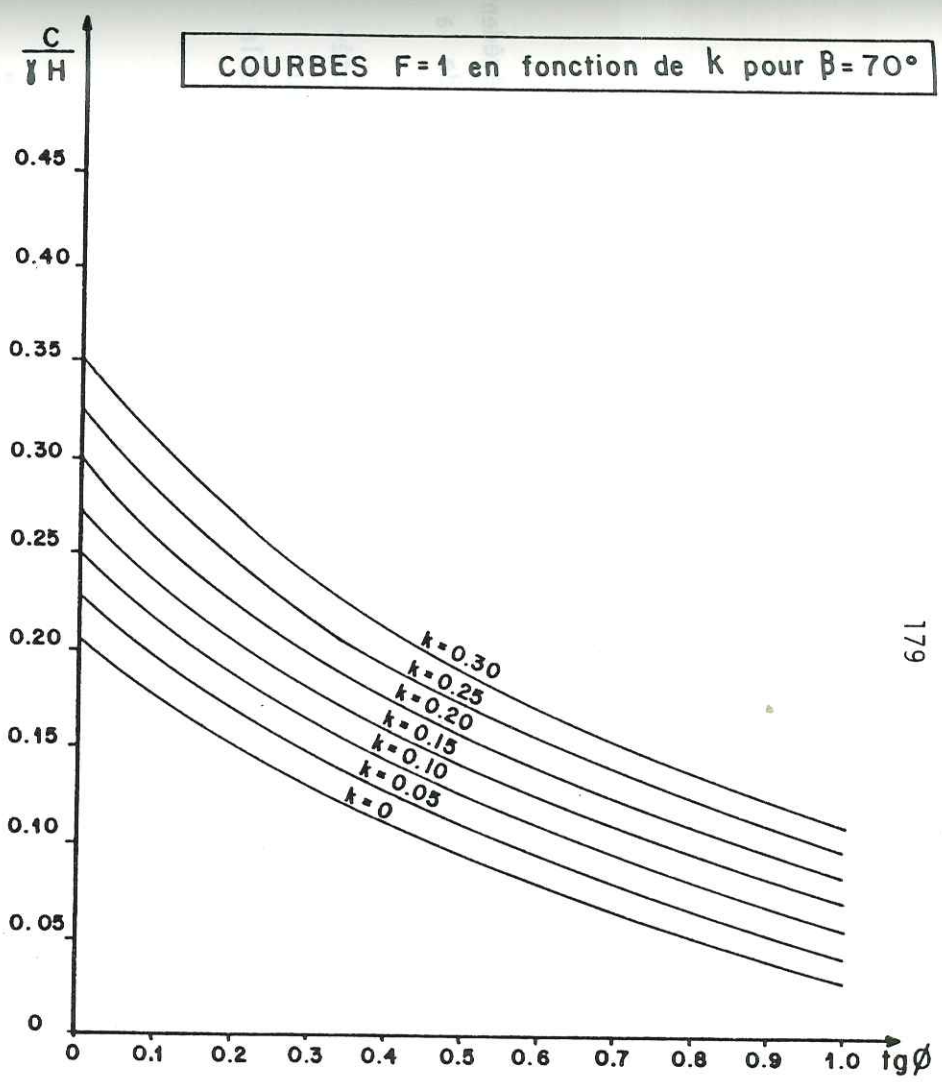


Figure G.11 - Abaque β = 70°

II. FACTEUR DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE DANS UN BARRAGE A NOYAU INCLINE

L'application de la méthode des blocs décrite en détail dans un précédent chapitre nous a permis de montrer l'influence de l'inclinaison du noyau et de la hauteur de l'ouvrage sur la sécurité au séisme.

En effet, on montre |1| que pour un même matériau de parement caractérisé par son angle de frottement drainé ϕ' et un même matériau dans le noyau caractérisé par sa cohésion non drainée C_u, la hauteur joue un rôle défavorable sur la sécurité au glissement. Alors que pour une digue de 30 m de hauteur l'inclinaison du noyau augmente le facteur de sécurité, il semble que pour de grandes hauteurs ($\geqslant$100 m) la sécurité maximale soit obtenue pour un noyau central.

Dans les exemples présentés ci-après, on a utilisé pour la recharge une valeur de ϕ' = 40° et pour le noyau une valeur de C_u = 100 kPa pour des ouvrages de 100 m de hauteur, ainsi que des valeurs de ϕ' = 30° et C_u = 50 kPa pour des digues de 15, 30, 50 et 100 m de hauteur. On peut constater que le fait d'augmenter l'inclinaison du noyau procure une meilleure résistance aux séismes des digues dont la hauteur est comprise entre 15 et 50 m.

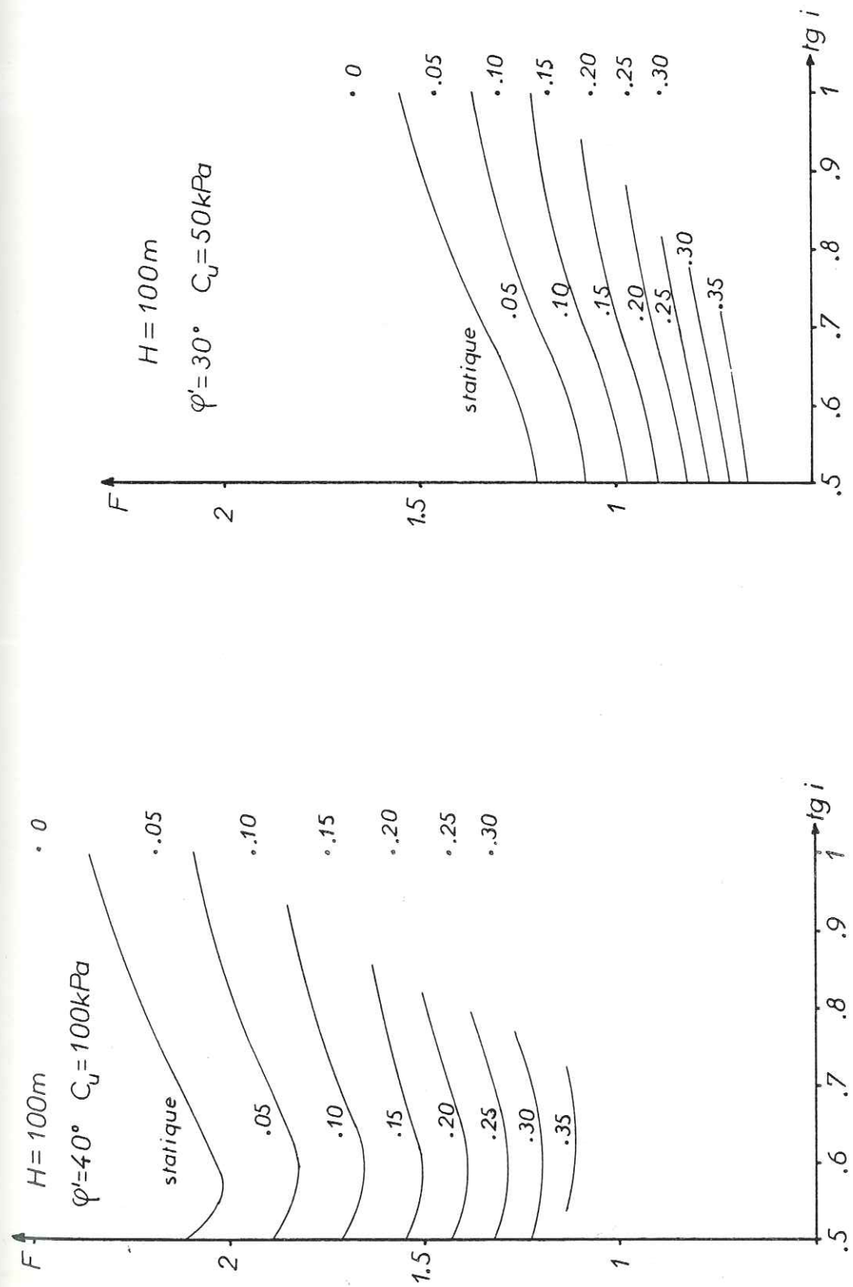


Figure G.12 - Représentation du facteur de sécurité en fonction de l'inclinaison i du noyau pour différents matériaux (les points isolés pour tgi = 1 sont les valeurs obtenues en rupture circulaire par la méthode des perturbations).

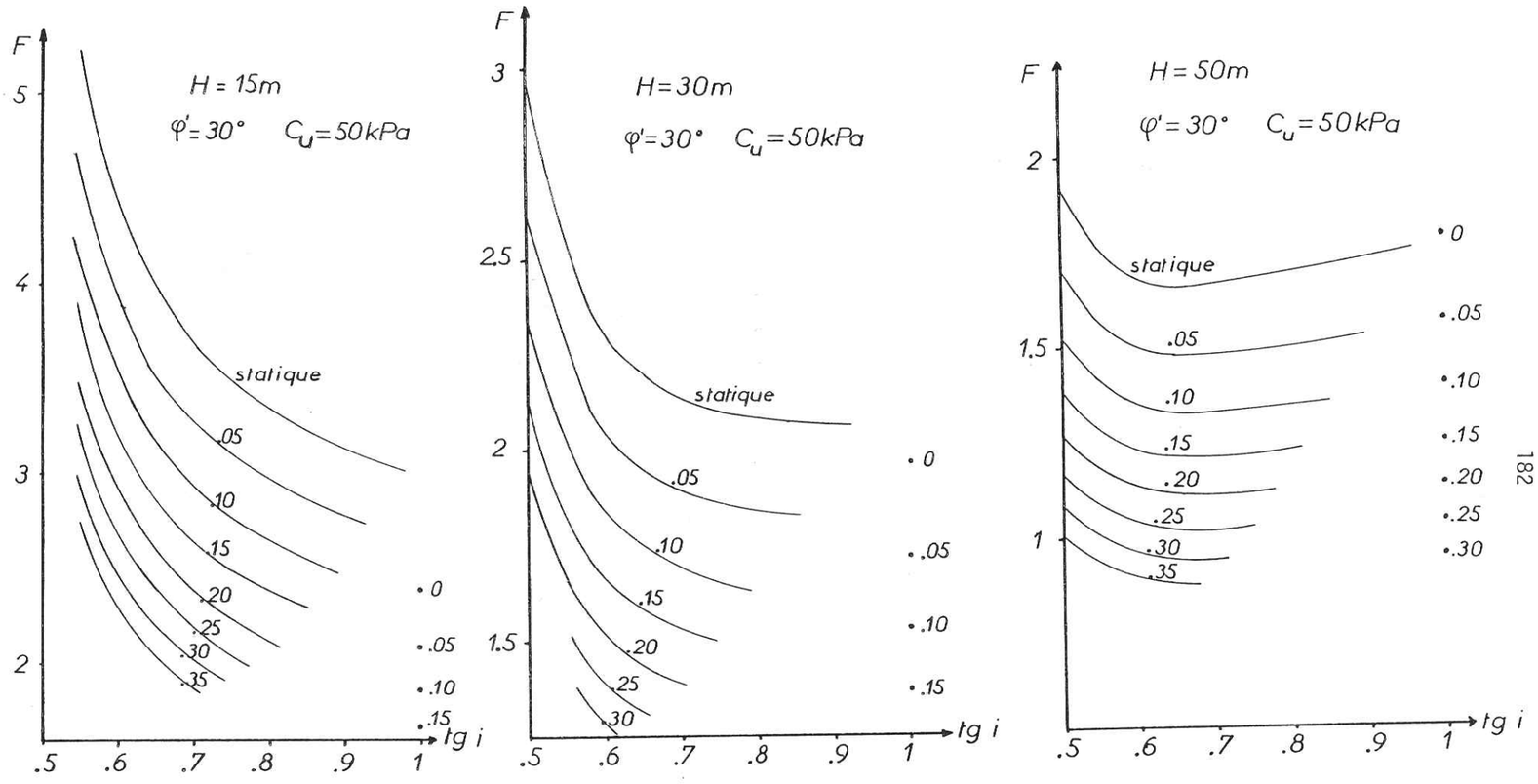


Figure G.13 - Représentation du facteur de sécurité en fonction de l'inclinaison du noyau i pour différentes hauteurs de barrages (les points isolés pour tgi = 1 sont les valeurs obtenues en rupture circulaire par la méthode des perturbations)

B I B L I O G R A P H I E

|1| D. CORDARY, A. GIRAUD, D. HELLE - Conception des barrages en remblais à noyau étanche en relation avec le risque sismique. Colloque International sur les barrages en terre et le développement des zones rurales en Afrique. 11-16 Avril 1983. Thies. Sénégal

ANNEXE 2.1

DETERMINATION DU COEFFICIENT SISMIQUE

I. AUTEURS ET HYPOTHESES

1. Esteva et Villaverde
2. Duke, Eguchi, Campbell et Chow
3. Seed, Murarka, Lysmer et Idriss
4. Trifunac
5. Blume
6. Donovan et Bornstein
7. Faccioli
8. Idriss et Power
9. Patwardhan, Sadigh, Idriss et Youngs
10. Sadigh, Power et Youngs

II. RESULTATS OBTENUS

1. Sols mous et alluvions
2. Sols intermédiaires et durs
3. Rocher

ANNEXE 2.1

RELATIONS EMPIRIQUES ENTRE L'ACCELERATION HORIZONTALE MAXIMALE ET LA MAGNITUDE DU SEISME

I. AUTEURS ET HYPOTHESES

1. Esteva et Villaverde (1973)

- Magnitude concernée : non spécifiée
- Distance utilisée : hypocentrale
- Type de sol concerné : "terrain ferme"

2. Duke, Eguchi, Campbell et Chow (1976)

- Magnitude concernée : séisme San Fernando 1971
  $M_L = 6,4$ $M_S = 6,6$ $M_B = 6,2$
- Distance utilisée : à la source d'énergie
- Types de sols : . Sol à faible vitesse d'onde de cisaillement V_S
  . Autres sols
  . Rocher sédimentaire stratifié
  . Rocher massif

3. Seed, Murarka, Lysmer et Idriss (1976)

- Magnitude concernée : $M_L = 6,5$
- Distance utilisée : à la source d'énergie
- Types de sols concernés : . Rocher ($V_S > 750$ m/s)
  . Sols raides : rocher surmonté d'argile raide, de sable ou de gravier sur moins de 45 m d'épaisseur.
  . Sols non cohérents profonds : épaisseur supérieure à 75 m.

4. Trifunac

- Magnitude concernée : $3 \leqslant M_L \leqslant 7,7$
- Distance utilisée : épicentrale
- Types de sols : . rocher
  . "intermédiaire"
  . alluvions

5. Blume (1977)

- Magnitude : définie sur l'échelle de Richter
- Distance utilisée : hypocentrale
- Types de sols : définis par $\rho.V_S$

6. Donovan et Bornstein (1978)

- Magnitude concernée : inférieure à 8. type M_L, M_B, M_S non précisé
- Distance utilisée : à la source d'énergie
- Types de sols : moyenne entre rocher et sols raides

7. Faccioli (1978)

- Magnitude : $5 \leqslant M_B \leqslant 8$
- Distance : hypocentrale
- Sols concernés : sols mous

8. Idriss et Power (1978)

- Magnitude concernée : $M_L = 6,5$
- Distance utilisée : à la source d'énergie
- Types de sols : rocher et sols durs

9. Patwardhan, Sadigh, Idriss et Youngs (1978)

- Magnitude concernée $5,3 \leqslant M_S \leqslant 7,8$ pour zone de subduction
  $4 \leqslant M_S \leqslant 7,7$ pour "foyer étroit"
- Distance utilisée : à la faille de rupture
- Types de sols : . rocher
  . sols durs

10. Sadigh, Power et Youngs (1978)

- Magnitude concernée $M_L \simeq 6,5$
- Distance utilisée : à la source d'énergie
- Types de sols : sols profonds

II. RESULTATS OBTENUS

Nous présentons ici trois tableaux regroupant les principaux résultats par type de sol.

1. Sols mous et alluvions

Magnitude	Distance	2	4	5	7	Auteurs
			M_L	M_L	M_B	Magnitude
		E	D	E	R	Distance
5,5	10 km		0,22	0,10	0,21	
	30 km		0,07	0,04	0,14	
	50 km		0,03	0,02	0,11	
6,5	10 km	0,39	0,79	0,28	0,38	
	30 km	0,14	0,27	0,12	0,27	
	50 km	0,09	0,10	0,07	0,21	
7,5	10 km		1,21	0,55	0,69	
	30 km		0,41	0,28	0,49	
	50 km		0,15	0,15	0,38	

Tableau 14

2. Sols intermédiaires et durs

Tableau 15

Magnitude	Distance	1	3	3	4	5	6	8	9	9	10	Auteurs
		?	M_L	M_L	M_L	M_L	?	M_L	M_S	M_S	M_L	Magnitude
		R	E	E	D	E	E	E	E	E	E	Distance
5,5	10 km	0,22			0,19	0,09	0,20		0,18	0,19		
	30 km	0,12			0,06	0,03	0,07		0,06	0,12		
	50 km	0,07			0,02	0,015	0,03		0,04	0,09		
6,5	10 km	0,51	0,50	0,39	0,69	0,26	0,32	0,45	0,27	0,29	0,33	
	30 km	0,26	0,18	0,16	0,23	0,09	0,14	0,18	0,12	0,20	0,15	
	50 km	0,16	0,09	0,09	0,08	0,04	0,08	0,10	0,07	0,15	0,09	
7,5	10 km	1,11			1,05	0,51	0,53		0,38	0,43		
	30 km	0,58			0,35	0,21	0,26		0,20	0,31		
	50 km	0,34			0,13	0,10	0,18		0,12	0,25		

Sols profonds

"foyer étroit" zone de subduct°

Sols profonds

3. Rocher

Tableau 16

Magnitude	Distance	2	2	3	4	8	9	Auteurs
				M_L	M_L	M_L	M_S	Magnitude
		E	E	E	D	E	E	Distance
5,5	10 km				0,17		0,18	
	30 km				0,06		0,05	
	50 km				0,01		0,02	
6,5	10 km	0,35	0,41	0,55	0,60	0,55	0,30	
	30 km	0,18	0,21	0,19	0,20	0,18	0,11	
	50 km	0,09	0,10	0,07	0,07	0,09	0,06	
7,5	10 km				0,92		0,47	
	30 km				0,31		0,21	
	50 km				0,11		0,12	

rocher sédimentaire

rocher massif

A N N E X E 2.2

CALCUL DU FACTEUR DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE

I. METHODE DE TAYLOR

1. Solution analytique détaillée de l'adaptation de la méthode de Taylor à une description pseudostatique d'une sollicitation dynamique
2. Organigramme
3. Programme de calcul
4. Exemple d'utilisation

II. METHODE DES PERTURBATIONS

1. Système d'équations à résoudre
2. Solution analytique
3. Organigramme
4. Programme de calcul
5. Exemple d'utilisation

III. METHODE DES PERTURBATIONS APPLIQUEE A UNE LIGNE DE RUPTURE DE FORME QUELCONQUE

1. Présentation de la méthode et formulation dans le cas statique
2. Adaptation de la méthode des perturbations à une description pseudo-statique d'une sollicitation dynamique
3. Organigramme
4. Programme de calcul
5. Exemple d'utilisation

IV. METHODE DES BLOCS

1. Résolution de l'équation en F
2. Méthode d'évaluation de la surface de rupture
3. Organigramme
4. Programme de calcul
5. Exemple d'utilisation

A N N E X E 2.2

CALCUL DU FACTEUR DE SECURITE PSEUDOSTATIQUE

I. METHODE DE TAYLOR

1. Solution analytique détaillée de l'adaptation de la méthode de Taylor à une description pseudostatique d'une sollicitation dynamique

a) géométrie du talus

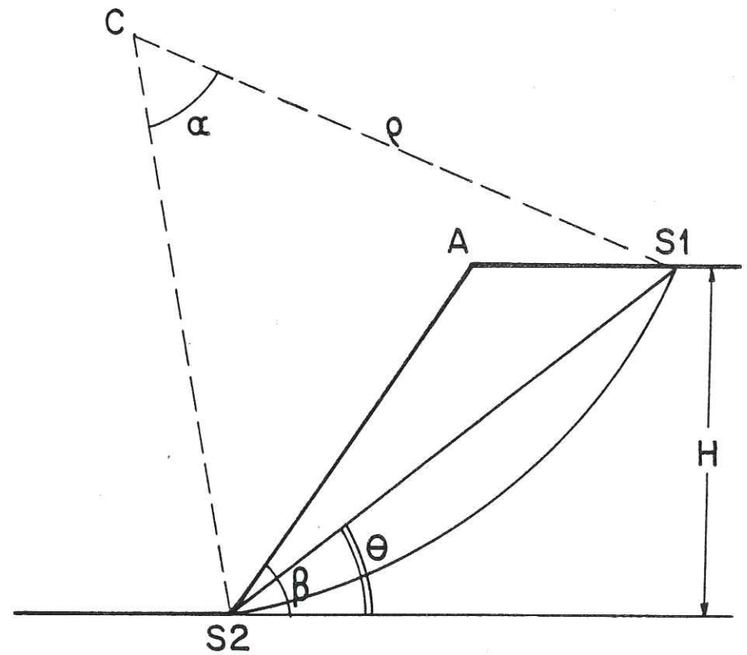


Figure A2.1 - Géométrie du talus étudié

Soit S_2 l'origine du repère (fig. A2.1)

$C\left|\begin{matrix} x_c \\ y_c \end{matrix}\right.$ $\quad A\left|\begin{matrix} H/tg\beta \\ H \end{matrix}\right.$ $\quad S_1\left|\begin{matrix} x_1 \\ H \end{matrix}\right.$

S_1 appartient au cercle de rayon ρ de centre C $\longrightarrow x_1 = x_c + \sqrt{\rho^2-(H-y_c)^2}$

d'où $\quad tg\theta = \dfrac{H}{x_1}$

- Détermination du poids

  - surface du triangle AS_1S_2 $\qquad S = \dfrac{H}{2}\left(x_1 - \dfrac{H}{tg\beta}\right)$

  - surface de la calotte $\qquad S' = \dfrac{\rho^2}{2}(\alpha - \sin\alpha)$

  Poids = $\gamma.(S + S')$

- Coordonnées du centre de gravité du triangle

$$G_1 \left| \begin{matrix} \dfrac{H}{3tg\beta} + \dfrac{x1}{3} \\ \dfrac{2H}{3} \end{matrix} \right.$$

- Coordonnées du centre de gravité de la calotte

$$G_2 \left| \begin{matrix} \dfrac{H}{2tg\theta} + \left(\dfrac{4}{3}\rho\left(\dfrac{\sin^3\alpha/2}{\alpha - \sin\alpha}\right) - \rho\cos\dfrac{\alpha}{2}\right).\sin\theta \\ \dfrac{H}{2} - \left(\dfrac{4}{3}\rho\left(\dfrac{\sin^3\alpha/2}{\alpha - \sin\alpha}\right) - \rho\cos\dfrac{\alpha}{2}\right).\cos\theta \end{matrix} \right.$$

- Coordonnées du centre de gravité triangle + calotte

$$G \left| \begin{matrix} x_G = \dfrac{S.x_{G_1} + S'.x_{G_2}}{S + S'} \\ y_G = \dfrac{S.y_{G_1} + S'y_{G_2}}{S + S'} \end{matrix} \right.$$

- Direction de R

Dans le cas statique on a

$$E \left| \begin{matrix} x_E = x_G \\ y_E = (x_c - x_G)tg\theta + y_c - \dfrac{\rho_k}{\cos\theta} \end{matrix} \right.$$

$$\delta = \text{Arc tg}\ \frac{x_E - x_c}{y_C - y_E}$$

$$\varepsilon = \text{Arc}\sin\left(\frac{k^*\rho\sin\phi_c}{CE}\right) \text{ où } CE = \sqrt{(x_E - x_c)^2 + (y_E - y_c)^2}$$

Avec la force d'inertie le point E se déplace en E' dont on peut calculer les coordonnées

$$E' \left| \begin{matrix} x_{E'} = \dfrac{x_G - k(x_c tg\theta + y_G + \dfrac{\rho_K}{\cos\theta} - y_c)}{1 - k.tg\theta} \\ y_E' = y_G + \dfrac{(x_G - x_E')}{k} \end{matrix} \right.$$

Comme dans le cas précédent on détermine les angles

$$\delta' = \text{Arc tg}\ \frac{x_{E'} - x_c}{y_C - y_{E'}}$$

$$\varepsilon' = \text{Arc sin}\left(\frac{k^*\rho\sin\phi c}{CE'}\right) \quad \text{où} \quad CE' = \sqrt{(x_{E'} - x_c)^2 + (y_{E'} - y_c)^2}$$

b) Facteur de sécurité

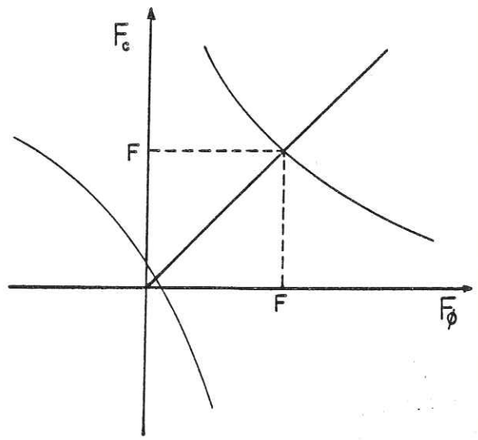
Pour un F_ϕ choisi on calcule ϕ_c puis δ', ε' d'où l'on tire

$$F_C = \frac{2\rho C}{W}\sin\frac{\alpha}{2}\ \frac{\left(\sin\theta + \dfrac{\cos\theta}{tg(\delta'-\varepsilon')}\right)}{1 + \dfrac{k}{tg(\delta'-\varepsilon')}} = \frac{2\rho C}{W}\sin\frac{\alpha}{2}\ \frac{\cos(\theta-(\delta'-\varepsilon'))}{\sin(\delta'-\varepsilon')+k\cos(\delta'-\varepsilon')}$$

que l'on compare à F_ϕ

Détaillons le calcul de la convergence de F. L'expression qui donne la valeur de F_C peut prendre des valeurs comprises entre $-\infty$ et $+\infty$. Généralement les variations sont du type suivant (fig. A2.2)

Figure A2.2 - Principe du calcul du facteur de sécurité par itération



La valeur qui nous intéresse est celle qui coupe la droite $F_C = F_\phi$.

Si l'on trouve deux valeurs de F_ϕ , F_1 et F_2 qui donnent deux valeurs de F_C, G_1 et G_2 telles qu'on peut les représenter ainsi graphiquement (fig. A2.3),

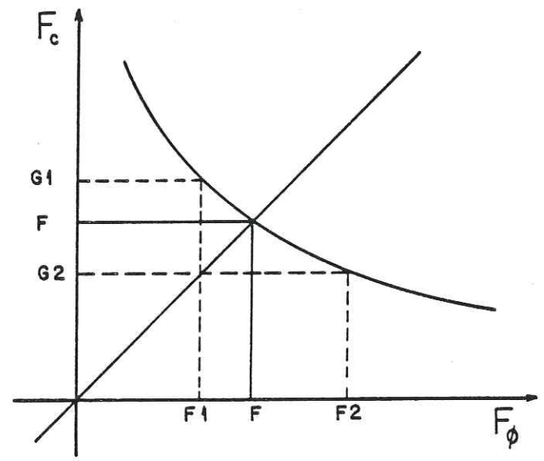


Figure A2.3 - Encadrement de F

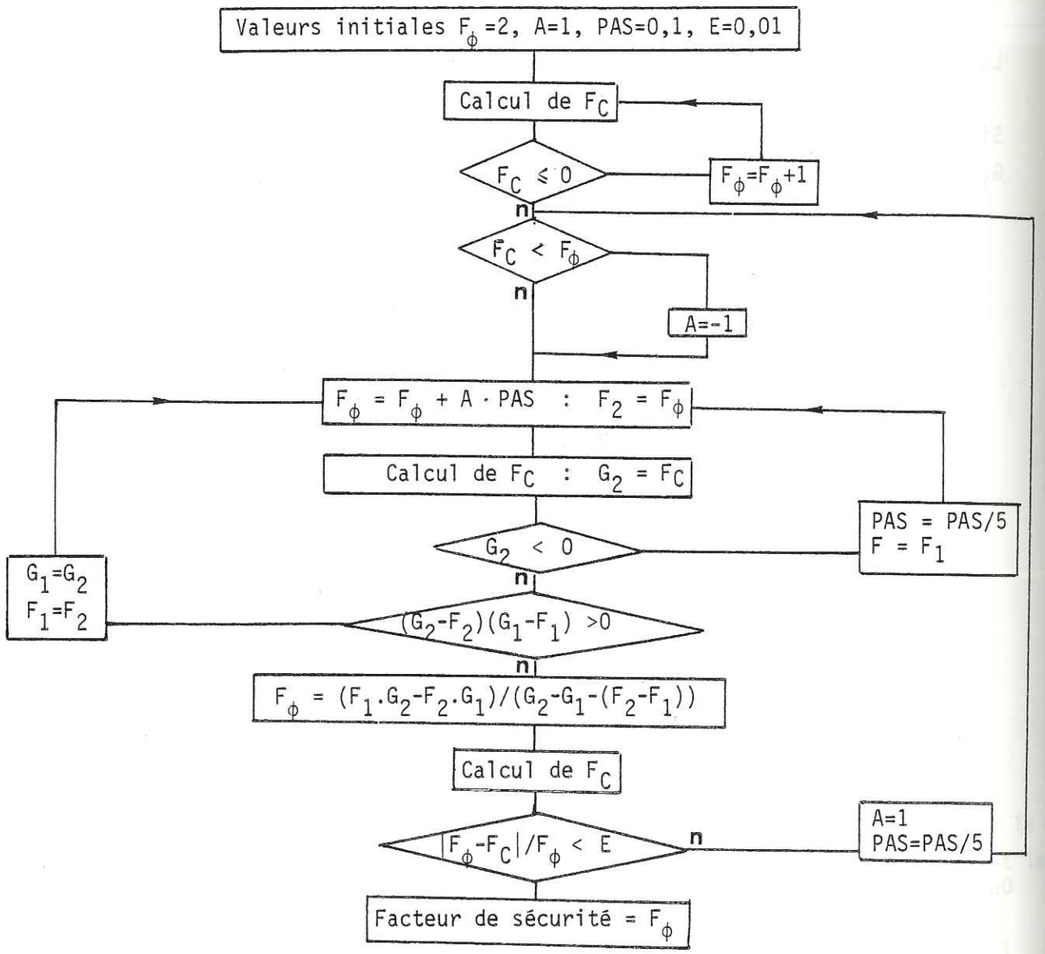
On peut interpoler pour trouver une valeur approchée de F par

$$F = \frac{F_1.G_2 - F_2.G_1}{(G_2-G_1)-(F_2-F_1)}$$

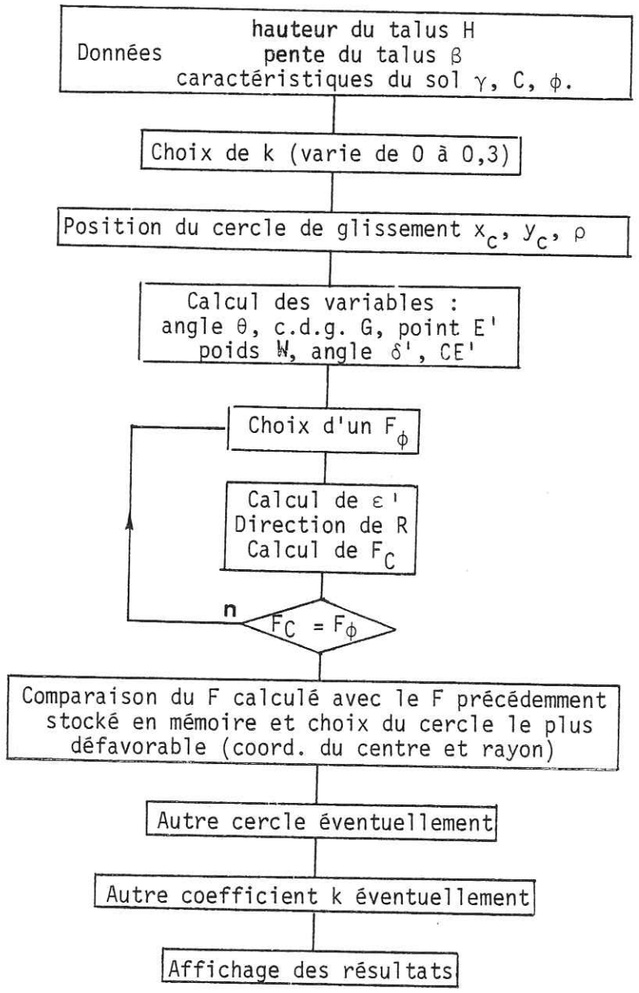
En rendant l'intervalle F_1, F_2 assez petit, on obtient pour F la précision désirée.

L'organigramme qui suit détaille cette méthode de convergence :

F_ϕ :est une valeur initiale prise égale à 2
PAS :est l'intervalle de variation de F_ϕ
A = 1 ou -1:indique le sens de variation de F_ϕ
E :est l'erreur admise sur le calcul du facteur de sécurité



2. Organigramme simplifié



3. Programme de calcul

Plusieurs versions du programme ont été bâties à partir de cet organigramme.

Une première version permet d'entrer les données géométriques (hauteur du talus et pente) et mécaniques (masse volumique, angle de frottement interne et cohésion) à partir du clavier.

La seconde version fait appel à un fichier de données à accès direct géré par une seconde unité de mini disquette. Chaque enregistrement du fichier comprend une valeur de l'angle β de la pente du talus, une valeur C de la cohésion et une valeur ϕ de l'angle de frottement interne. La hauteur H et la masse volumique γ sont données dans une ligne du programme.

Les résultats sont envoyés sur l'imprimante comme le montre l'exemple ci-dessous.

4. Exemple d'utilisation

Remblai de 10 m de hauteur incliné à 31,5° constitué d'un sol de cohésion 20 kPa, d'angle de frottement interne 35°, de poids volumique 18 kN/m ^{3}.

```
*****************************************************************************

CALCUL DES DEPLACEMENTS D'UN TALUS SOUMIS A UNE SOLLICITATION SISMIQUE

          HAUTEUR DU TALUS (EN METRES)            10
          PENTE SUR L'HORIZONTALE (EN DEGRES)     31.5
          COHESION DU SOL (EN KPA)                20
          ANGLE DE FROTTEMENT DU SOL(EN DEGRES)   35
          MASSE VOLUMIQUE DU SOL (EN KN/M3)       18

*****************************************************************************
COEFF.     CERCLE DE RUPTURE  FACTEUR DE
SISMIQUE  X      Y      RAYON   SECURITE
0        1.5    20.19  20.24    2.46
.05      1.5    20.19  20.25    2.23
.1       1.31   22.42  22.46    2.03
.15      1.31   22.42  22.46    1.87
.2       1.12   24.65  24.67    1.72
.25      1.12   24.65  24.68    1.59
.3       1.12   24.65  24.68    1.48
```


II. METHODE DES PERTURBATIONS

1. Système d'équations à résoudre

Dans le cas d'une rupture circulaire en pied de talus, dans un sol homogène de caractéristiques mécaniques γ, C, ϕ, le système linéaire permettant de déterminer les coefficients μ_1 et μ_2 est le suivant :

$$\begin{cases} \mu_1\left(\dfrac{tg\phi}{F}\sum_{i=1}^{n}(W_i\sin\alpha_i\cos\alpha_i) + \sum_{i=1}^{n}(W_i\cos^2\alpha_i)\right) + \mu_2\left(\dfrac{tg\phi}{F}\sum_{i=1}^{n}(W_i\sin^2\alpha_i) + \sum_{i=1}^{n}(W_i\sin\alpha_i\cos\alpha_i)\right) \\ = \sum_{i=1}^{n} W_i - \dfrac{C}{F}\sum_{i=1}^{n}(b_i\, tg\alpha_i) \\ \\ \mu_1\left(\sum_{i=1}^{n}(W_i\cos\alpha_i\sin\alpha_i) - \dfrac{tg\phi}{F}\sum_{i=1}^{n}(W_i\cos^2\alpha_i)\right) + \mu_2\left(\sum_{i=1}^{n}(W_i\sin^2\alpha_i) - \dfrac{tg\phi}{F}\sum_{i=1}^{n}(W_i\sin\alpha_i\cos\alpha_i)\right) \\ = \dfrac{C}{F}\sum_{i=1}^{n} b_i - k\sum_{i=1}^{n} W_i \end{cases}$$

Le calcul de F se fait par l'équation :

$$F = \frac{tg\phi \cdot \sum_{i=1}^{n} N_i + C.\sum_{i=1}^{n}\dfrac{b_i}{\cos\alpha_i}}{\sum_{i=1}^{n}\left(\dfrac{r_i + ks_i}{\rho}\right) W_i}$$

2. Solution analytique

On peut remarquer que dans le système linéaire servant au calcul de μ_1 et de μ_2 les expressions suivantes peuvent se calculer indépendamment de F

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ est le poids total de la masse en glissement

$$WS = \sum_{i=1}^{n} W_i \sin^2\alpha_i$$

$$WC = \sum_{i=1}^{n} W_i \cos^2\alpha_i$$

$$WT = \sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i \cos\alpha_i$$

$H = \sum_{i=1}^{n} b_i \operatorname{tg}\alpha_i$ est la hauteur du talus

$X1 = \sum_{i=1}^{n} b_i$ est l'abscisse de S_1 dans le repère d'origine S_2

Le calcul de μ_1 et μ_2 donne ensuite

$$\mu_1 = \frac{1}{D}\left[\left(W - \frac{C}{F}H\right)\left(\frac{\operatorname{tg}\phi}{F}WT - WS\right) - \left(k.W - \frac{C}{F}X_1\right)\left(\frac{\operatorname{tg}\phi}{F}WS + WT\right)\right]$$

$$\mu_2 = \frac{1}{D}\left[\left(kW - \frac{C}{F}X_1\right)\left(\frac{\operatorname{tg}\phi}{F}WT + WC\right) - \left(W - \frac{C}{F}H\right)\left(\frac{\operatorname{tg}\phi}{F}WC - WT\right)\right]$$

avec le déterminant D du système qui a pour valeur

$$D = \left[1 + \left(\frac{\operatorname{tg}\phi}{F}\right)^2\right].\left[WT^2 - WS.WC\right]$$

A partir du calcul de μ_1 et de μ_2 on peut calculer les valeurs des efforts normaux N_i à la base des tranches :

$$N_i = W_i \cos\alpha_i \,.\, (\mu_1 + \mu_2 .\operatorname{tg}\alpha_i)$$

et puisque $\frac{r_i}{\rho} = \sin\alpha_i$, le calcul de F s'en déduit directement :

$$F = \frac{\operatorname{tg}\phi \,.\, \sum_{i=1}^{n} N_i + C.\sum_{i=1}^{n} \frac{b_i}{\cos\alpha_i}}{\sum_{i=1}^{n} \left(\sin\alpha_i + \frac{ks_i}{\rho}\right) W_i}$$

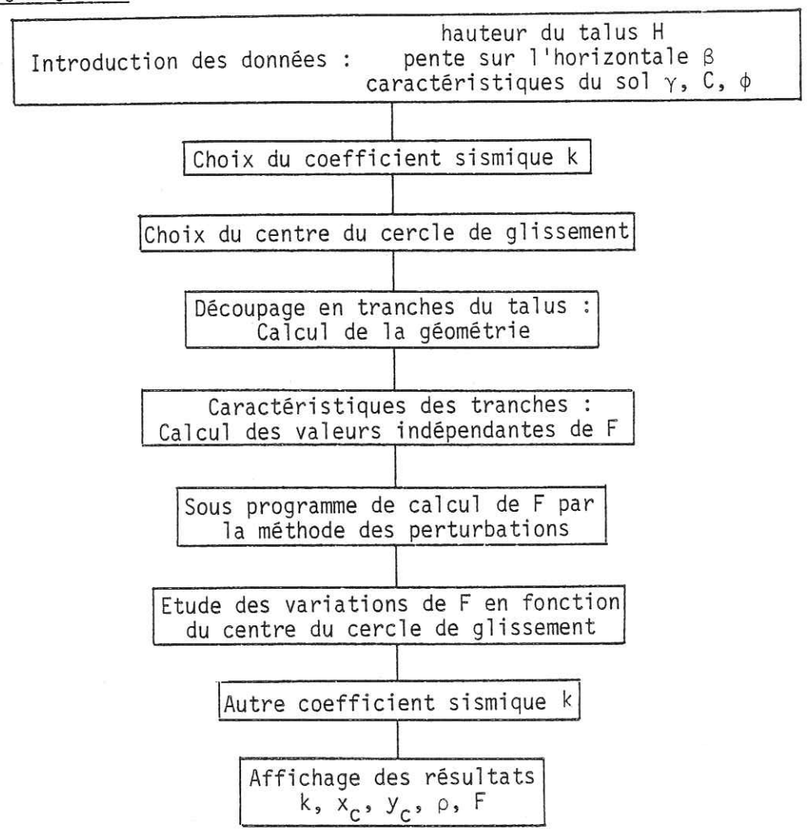
avec $\sum_{i=1}^{n} \frac{b_i}{\cos\alpha_i} = \rho \,.\, \alpha$

et $\sum_{i=1}^{n} \left(\sin\alpha_i + \frac{ks_i}{\rho}\right) W_i = \sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i + \frac{k}{\rho}\sum_{i=1}^{n} s_i W_i$

où $s_i = y_c - y_{G_i}$

y_c étant l'ordonnée du centre du cercle de glissement et y_{G_i} celle du centre de gravité de la tranche i.

3. Organigramme



4. Programme de calcul

Comme dans le cas de la méthode de Taylor, cet organigramme a engendré plusieurs programmes qui diffèrent surtout par le mode d'introduction des données. Celles-ci peuvent être soit directement frappées au clavier, soit prises dans un fichier à accès direct stocké sur la deuxième unité de mini disquettes. La hauteur H du remblai et la masse volumique du sol γ figurent dans une ligne du programme sous forme de variables et peuvent dont être modifiées. Chaque enregistrement du fichier contient en plus de l'angle β de pente du talus, de la cohésion C et de l'angle ϕ de frottement interne, le nombre de tranches N imposé dans la partie inclinée du talus.

Les données et les résultats sont envoyés sur l'imprimante.

5. Exemple d'utilisation

Nous avons repris l'exemple traité dans le paragraphe précédent par la méthode de Taylor.

H = 10 mètres, β = 31,5°

C = 20 kPa, ϕ = 35° , γ = 18 kN/m³

avec N = 6 tranches dans la partie inclinée du talus.

```
*****************************************************************
* CALCUL DU FACTEUR DE SECURITE D'UN TALUS PAR LA METHODE DES *
* PERTURBATIONS POUR UNE RUPTURE CIRCULAIRE EN PIED DE TALUS. *
*****************************************************************


HAUTEUR DU TALUS                        10 METRES
PENTE SUR L'HORIZONTALE                 31.5 DEGRES
DENSITE DU SOL                          18 KN/M3
COHESION DU SOL                         20 KPA
ANGLE DE FROTTEMENT                     35 DEGRES


NOMBRE DE TRANCHES                      6
```

COEFFICIENT SISMIQUE	CERCLE DE RUPTURE ABSCISSE	ORDONNEE	RAYON	FACTEUR DE SECURITE
0	3.07	17.13	17.4	2.47
.05	3.07	17.13	17.4	2.24
.1	2.56	21.8	21.95	2.04
.15	2.56	21.8	21.95	1.87
.2	2.56	21.8	21.95	1.72
.25	2.56	21.8	21.95	1.59
.3	2.56	21.8	21.95	1.47

III. METHODE DES PERTURBATIONS APPLIQUEE A UNE LIGNE DE RUPTURE DE FORME QUELCONQUE

1. Présentation de la méthode et formulation dans le cas statique

Représentation des forces en présence : fig. A2.4

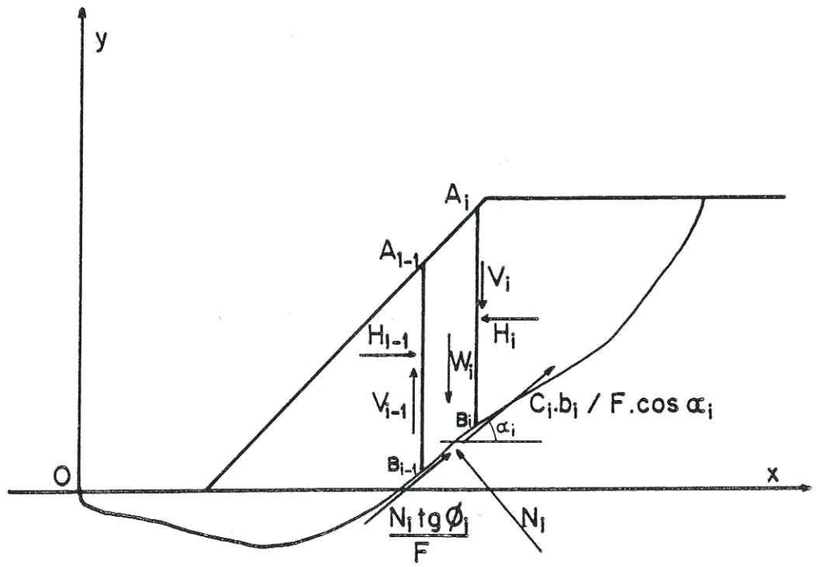


Figure A2.4 - Méthode des perturbations appliquée à une ligne de glissement quelconque

Origine du repère au pied de la ligne de glissement

$A_i \left| \begin{matrix} x_{ai} \\ y_{ai} \end{matrix} \right.$ $\qquad B_i \left| \begin{matrix} x_{bi} \\ y_{bi} \end{matrix} \right.$

Equilibre vertical d'une tranche

$$- W_i - (V_i - V_{i-1}) + \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \sin\alpha_i + N_i \frac{tg\phi_i}{F} \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0$$

Equilibre horizontal d'une tranche

$$(H_{i-1} - H_i) + \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \cos \alpha_i + N_i \frac{tg\,\phi_i}{F} \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = 0$$

On écrit ensuite l'équilibre de chaque tranche par rapport au pied de la ligne de glissement (origine du repère) :

$$- \left(\frac{x_{i-1} + x_i}{2}\right) W_i - x_i V_i + x_{i-1} V_{i-1} + (y_{b_{i-1}} - e_{i-1}) H_{i-1} - (y_{b_i} - e_i) H_i$$

$$+ \frac{1}{2} \left[N_i \frac{tg\phi_i}{F} + \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \right] \left[\sin\alpha_i (x_{i-1} + x_i) - \cos\alpha_i \, (y_{b_{i-1}} + y_{b_i}) \right]$$

$$+ \frac{N_i}{2} \left[(x_{i-1} + x_i).\cos\alpha_i + (y_{b_{i-1}} + y_{b_i}).\sin\alpha_i \right] = 0$$

Le calcul de μ_1 et μ_2 se fait par le système suivant après avoir remplacé N_i par sa valeur $N_i = W_i \cos\alpha_i \, (\mu_1 + \mu_2 \, y') = W_i(\mu_1 \cos\alpha_i + \mu_2 \sin\alpha_i)$

$$\begin{cases} \mu_1 \sum_{i=1}^{n} W_i \cos\alpha_i \left(\frac{tg\phi_i}{F} \sin\alpha_i + \cos\alpha_i\right) + \mu_2 \sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i \left(\frac{tg\phi_i}{F} \sin\alpha_i + \cos\alpha_i\right) = \sum_{i=1}^{n} \left(W_i \frac{C_i}{F} tg\alpha_i\right) \\ \mu_1 \sum_{i=1}^{n} W_i \cos\alpha_i \left(\sin\alpha_i - \frac{tg\phi_i}{F} \cos\alpha_i\right) + \mu_2 \sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i \left(\sin\alpha_i - \frac{tg\phi_i}{F} \cos\alpha_i\right) = \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{C_i \, b_i}{F}\right) \end{cases}$$

La troisième équation donne la formulation de F

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} (N_i \, tg\phi_i + C_i \frac{b_i}{\cos\alpha_i}) \; [(x_{i-1} + x_i).\sin\alpha_i - (y_{b_{i-1}} + y_{b_i}).\cos\alpha_i]}{\sum_{i=1}^{n} [(x_{i-1} + x_i).W_i - N_i((x_{i-1} + x_i).\cos\alpha_i + (y_{b_{i-1}} + y_{b_i}).\sin\alpha_i)]}$$

La méthode de calcul reste schématiquement la même :

on se fixe F
↓
on calcule μ_1 et μ_2 par le système linéaire
↓
puis les N_i par $N_i = W_i(\mu_1\cos\alpha_i + \mu_2\sin\alpha_i)$
↓
la dernière équation permet d'itérer sur F

2. <u>Adaptation de la méthode des perturbations à une description pseudostatique d'une sollicitation dynamique</u>

On ajoute à l'équilibre de chaque tranche une force horizontale $-kW_i$ représentant la sollicitation dynamique.

L'équilibre vertical de chaque tranche reste donc inchangé :

$$\mu_1 \sum_{i=1}^{n} W_i\cos\alpha_i(\frac{tg\phi_i}{F}\sin\alpha_i+\cos\alpha_i) + \mu_2 \sum_{i=1}^{n} W_i\sin\alpha_i(\frac{tg\phi_i}{F}\sin\alpha_i+\cos\alpha_i) = \sum_{i=1}^{n} (W_i - \frac{C_i b_i}{F} tg\alpha_i)$$

L'équilibre horizontal fait maintenant intervenir la force sismique

$$(H_{i-1} - H_i) - kW_i - \frac{C_i}{F} b_i + N_i \frac{tg\phi_i}{F}\cos\alpha_i - N_i\sin\alpha_i = 0$$

ce qui conduit à

$$\mu_1 \sum_{i=1}^{n} W_i\cos\alpha_i(\sin\alpha_i - \frac{tg\phi_i}{F}\cos\alpha_i) + \mu_2 \sum_{i=1}^{n} W_i\sin\alpha_i(\sin\alpha_i - \frac{tg\phi_i}{F}\cos\alpha_i) = \sum_{i=1}^{n} (\frac{C_i}{F}b_i - kW_i)$$

Le système permettant le calcul de μ_1 et μ_2 se réduit à :

$$\left[\begin{array}{l} \mu_1 \left[(\frac{1}{F}\sum_{i=1}^{n} W_i tg\phi_i\cos\alpha_i\sin\alpha_i) + \sum_{i=1}^{n} W_i\cos^2\alpha_i\right] + \mu_2 \left[(\frac{1}{F}\sum_{i=1}^{n} W_i\sin^2\alpha_i tg\phi_i) + \sum_{i=1}^{n} W_i\sin\alpha_i\cos\alpha_i\right] \\ = \sum_{i=1}^{n} W_i - \frac{1}{F}\sum_{i=1}^{n} C_i b_i \, tg\alpha_i \\ \\ \mu_1 \left[(\frac{1}{F}\sum_{i=1}^{n} W_i\cos^2\alpha_i tg\phi_i) - \sum_{i=1}^{n} W_i\sin\alpha_i\cos\alpha_i\right] + \mu_2 \left[(\frac{1}{F}\sum_{i=1}^{n} W_i tg\phi_i.\sin\alpha_i\cos\alpha_i) - \sum_{i=1}^{n} W_i\sin^2\alpha_i\right] \\ = k\sum_{i=1}^{n} W_i - \frac{1}{F}\sum_{i=1}^{n} C_i b_i \end{array}\right.$$

On pose ensuite

$\Sigma W_i \cos^2\alpha_i = WC$

$\Sigma W_i \sin^2\alpha_i = WS$

$\Sigma W_i \sin\alpha_i\cos\alpha_i = WT$

$\Sigma W_i \, tg\,\phi_i \cos^2\alpha_i = TC$

$\Sigma W_i \, tg\,\phi_i \sin^2\alpha_i = TS$

$\Sigma W_i \, tg\,\phi_i \sin\alpha_i \cos\alpha_i = TT$

$\Sigma W_i = W$

$\Sigma C_i b_i tg\,\alpha_i = LT$

$\Sigma C_i b_i = L$

Le système qui s'écrit alors

$$\begin{cases} \mu_1\left(\frac{TT}{F} + WC\right) + \mu_2\left(\frac{TS}{F} + WT\right) = W - \frac{LT}{F} \\ \mu_1\left(\frac{TC}{F} - WT\right) + \mu_2\left(\frac{TT}{F} - WS\right) = kW - \frac{L}{F} \end{cases}$$

a pour solutions

$$\begin{cases} \mu_1 = \frac{1}{D}\left[\frac{1}{F^2}(L.TS-LT.TT)+ \frac{1}{F}(W.TT-k.W.TS+WS.LT+L.WT) - (W.WS+k.W.WT)\right] \\ \mu_2 = \frac{1}{D}\left[\frac{1}{F^2}(LT.TC-L.TT)+ \frac{1}{F}(k.W.TT-W.TC-L.WC-WT.LT) + (k.W.WC+W.WT)\right] \end{cases}$$

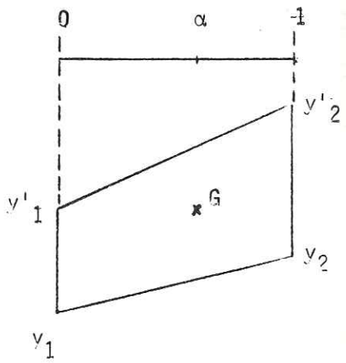
où $D = \frac{1}{F^2}(TT^2-TC.TS) + \frac{1}{F}\left(TT.(WC-WS)-WT.(TC-TS)\right) - WC.WS + WT^2$

La troisième équation qui traduit l'équilibre du moment des tranches par rapport au pied de la ligne de glissement doit prendre en compte la position du centre de gravité des trapèzes.

Position du centre de gravité d'un trapèze

On trouve

$$\alpha = \frac{2}{(y'_2-y_2)+(y'_1-y_2)}\left(\frac{y'_1-y_1}{6} + \frac{y'_2-y_2}{3}\right)$$



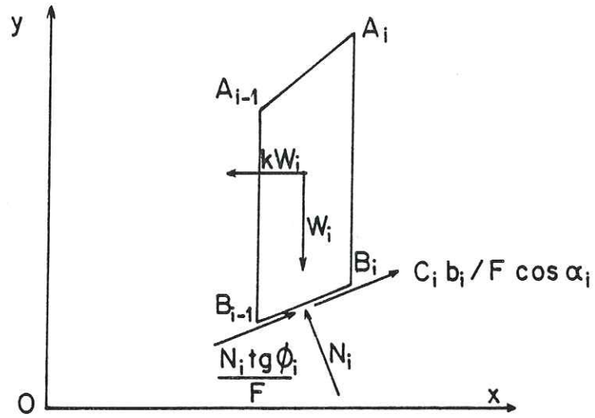


Figure A2.5 - Forces agissant sur la tranche i

$A_i \left| \begin{matrix} x_i \\ y_{a_i} \end{matrix} \right.$ $A_{i-1} \left| \begin{matrix} x_{i-1} \\ y_{a_{i-1}} \end{matrix} \right.$ $B_i \left| \begin{matrix} x_i \\ y_{b_i} \end{matrix} \right.$ $B_{i-1} \left| \begin{matrix} x_{i-1} \\ y_{b_{i-1}} \end{matrix} \right.$

Les coordonnées du centre de gravité G_i de la tranche i sont $x_{G_i} = x_{i-1} + s_i(x_i - x_{i-1})$

$$y_{G_i} = -\frac{y_{a_{i-1}} + y_{b_{i-1}}}{2} + s_i\left[\frac{y_{a_i} + y_{b_i}}{2} - \frac{y_{a_{i-1}} + y_{b_{i-1}}}{2}\right]$$

où

$$s_i = \frac{2}{(y_{a_i} + y_{a_{i-1}}) - (y_{b_i} + y_{b_{i-1}})} \cdot \left[\frac{y_{a_{i-1}} - y_{b_{i-1}}}{6} + \frac{y_{a_i} - y_{b_i}}{3}\right]$$

L'équation d'équilibre des moments pour la tranche i par rapport au pied de la ligne de glissement s'écrit

$$kW_i y_{G_i} - W_i x_{G_i} + N_i x_{G_i} \cos\alpha_i + N_i \sin\alpha_i \left[(1-s_i) y_{b_{i-1}} + s_i y_{b_i}\right]$$

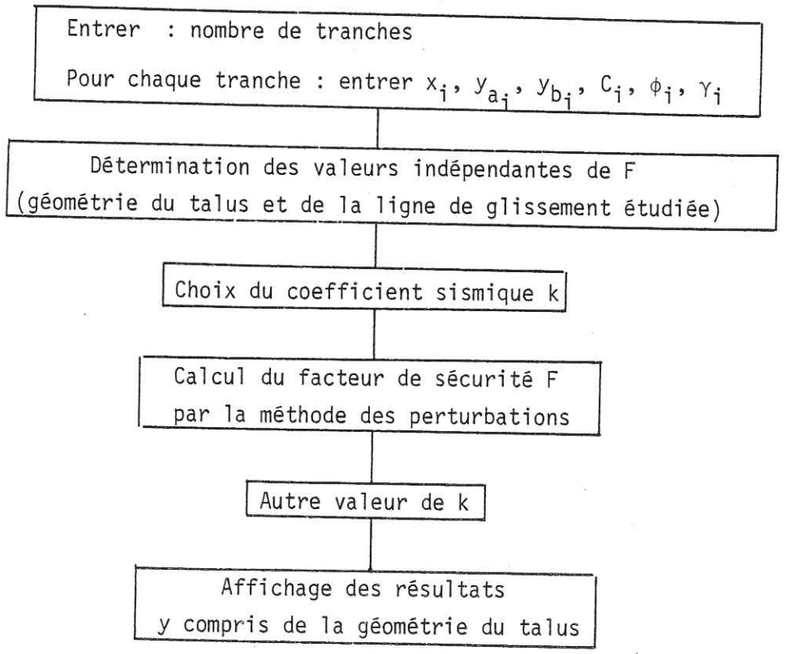
$$+ \frac{1}{F} \left[N_i \operatorname{tg}\phi_i + \frac{C_i b_i}{\cos\alpha_i} \right] \cdot \left[x_{G_i} \sin\alpha_i - \left((1-s_i) y_{b_{i-1}} + s_i y_{b_i} \right) \cos\alpha_i \right] = 0$$

En faisant la somme sur les n tranches, on en déduit la valeur de F

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left(N_i \operatorname{tg}\phi_i + \frac{C_i b_i}{\cos\alpha_i} \right) \left(x_{G_i} \sin\alpha_i - \left((1-s_i) y_{b_{i-1}} + s_i y_{b_i} \right) \cos\alpha_i \right)}{\sum_{i=1}^{n} \left[W_i x_{G_i} - kW_i y_{G_i} - N_i \left[x_{G_i} \cos\alpha_i + \left((1-s_i) y_{b_{i-1}} + s_i y_{b_i} \right) \sin\alpha_i \right] \right]}$$

3. Organigramme

Organigramme simplifié



4. Programme de calcul

Compte tenu du particularisme de chaque cas étudié, l'entrée des données se fait directement au clavier.

Après avoir introduit le nombre total de tranches, il est nécessaire d'introduire pour chaque tranche sa largeur, les ordonnées sur la pente et la ligne de glissement, la cohésion à la base, l'angle de forttement et la masse volumique du sol

5. Exemple d'utilisation

a) Remblai sur sol compressible (fig. A2.6)

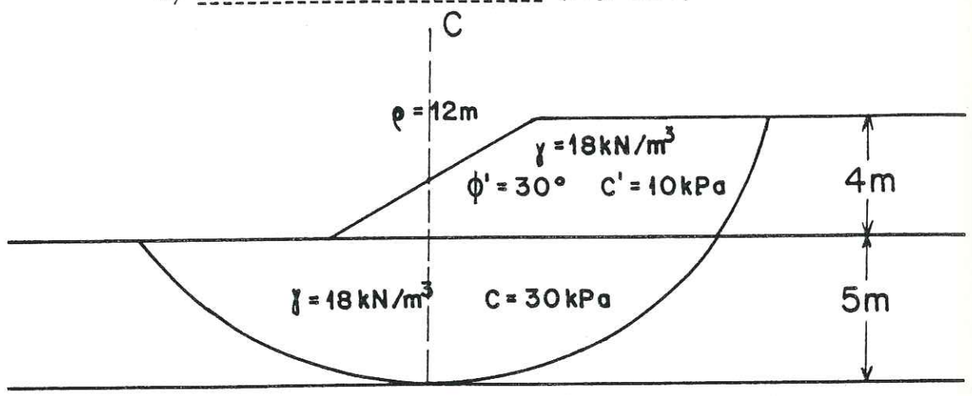


Figure A2.6 - Application aux remblais sur sols compressibles

Remblai γ_1 = 18 kN/m sol γ = 18 kN/m³
ϕ' = 30° C = 30 kPa
C' = 10 kPa

b) Barrage à noyau incliné (fig. A2.7)

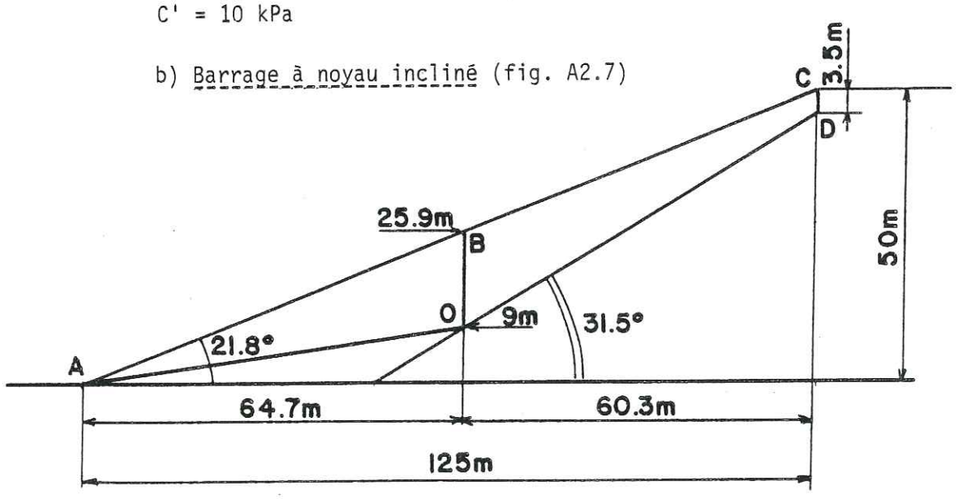


Figure A2.7 - Application aux barrages à noyau incliné

γ' recharge : 10 kN/m³
C_u noyau : 50 kPa
ϕ' recharge : 30°

On pourra rapprocher les résultats obtenus dans le cas avec ceux obtenus par la méthode des blocs.


```
*****************************************************
* 'CALCUL DU FACTEUR DE SECURITE D'UN TALUS PAR LA METHODE DES  *
*  PERTURBATIONS ET POUR UNE LIGNE DE GLISSEMENT DONNEE         *
*****************************************************
```

TRANCHE NUMERO	ABSCISSE (METRES)	ORDONNEE SUR LE TALUS (METRES)	ORDONNEE/LIGNE DE GLISSEMENT (METRES)	COHESION (KPA)	ANGLE DE FROTTEMENT (DEGRES)	DENSITE (KN/M3)
	0	0	0			
1	2.3	0	-2.4	30	0	18
2	4.3	0	-3.7	30	0	18
3	6.4	0	-4.5	30	0	18
4	9.8	2	-5	30	0	18
5	13.25	4	-4.5	30	0	18
6	15.25	4	-3.7	30	0	18
7	17.25	4	-2.4	30	0	18
8	19.55	4	0	10	30	18
9	21.4	4	4			

COEFFICIENT SISMIQUE	FACTEUR DE SECURITE
0	2.27
.05	1.9
.1	1.63
.15	1.43
.2	1.27
.25	1.14
.3	1.03

```
*****************************************************************
*  CALCUL DU FACTEUR DE SECURITE D'UN TALUS PAR LA METHODE DES  *
*   PERTURBATIONS ET POUR UNE LIGNE DE GLISSEMENT DONNEE        *
*****************************************************************
```

TRANCHE NUMERO	ABSCISSE (METRES)	ORDONNEE SUR LE TALUS (METRES)	ORDONNEE/LIGNE DE GLISSEMENT (METRES)	COHESION (KPA)	ANGLE DE FROTTEMENT (DEGRES)	DENSITE (KN/M3)
1	0	0	0	0	30	10
2	64.7	25.9	9	50	0	10
	125	50	46.5			

COEFFICIENT SISMIQUE	FACTEUR DE SECURITE
0	1.71
.05	1.53
.1	1.38
.15	1.25
.2	1.15
.25	1.06
.3	.99

IV. METHODE DES BLOCS

1. Résolution de l'équation en F

Par la méthode des blocs appliquée au cas d'un barrage à noyau argileux et à parement purement pulvérulent, on avait montré que le facteur de sécurité F vérifiait une équation du 3ème degré (cf.chapitre F) de la forme

$F = AF^3 + BF^2 + C$

On constate sur des exemples numériques qu'il n'y a pas toujours convergence si on part d'une valeur quelconque de F. L'allure d'une courbe $y = ax^3 + bx^2 + c$ est donnée fig. A2.8.

Il y a 2 "racines" positives ; celle qui nous intéresse est la plus grande.

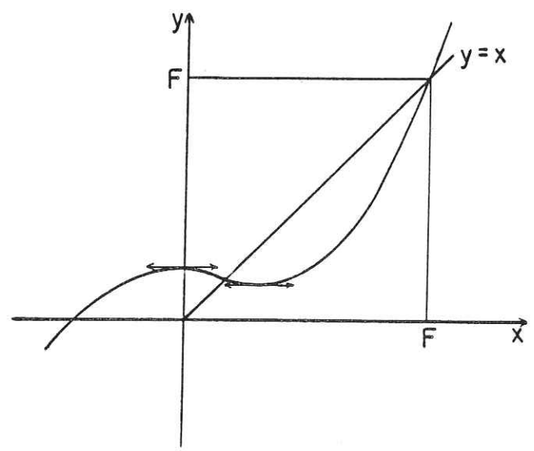


Figure A2.8 - Représentation schématique de $y = ax^3 + bx^2 + c$

Le principe retenu pour le calcul, consiste à déterminer la valeur de F > 0 pour laquelle la dérivée s'annule. On fait ensuite varier F par pas de 0,1 jusqu'à trouver un encadrement de la racine ; on procède ensuite à une interpolation linéaire (fig. A2.9).

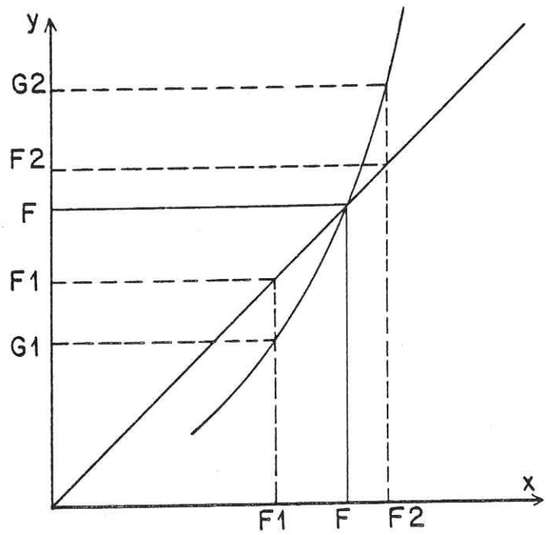


Figure A2.9 - *Encadrement de F*

On a :

$G1 = A.F1^3 + B.F1^2 + C$

$G2 = A.F2^3 + B.F2^2 + C$

le calcul d'interpolation linéaire montre que

$$F = \frac{F_1.G_2 - F_2.G_1}{(G_2-G_1) - (F_2-F_1)}$$

La dérivée s'annule pour $\begin{cases} F = 0 \\ F = -\frac{2}{3}\frac{B}{A} \quad (> 0) \end{cases}$

On prend donc comme valeur initiale de F, $F_{1,0}$ la valeur $-\frac{2}{3}\frac{B}{A}$ arrondi au dixième supérieur.

Le calcul est rapide et la précision bonne.

2. Méthode d'évaluation de la surface de rupture

Résumé de la méthode (fig. A2.10)

1- Choix de k

2- Recherche du δ donnant un F minimum pour un α choisi (par exemple : hauteur du point O = $H/_{10}$)

3- δ étant connu on fait varier A

4- A étant fixé et δ constant, on fait varier la position du point O

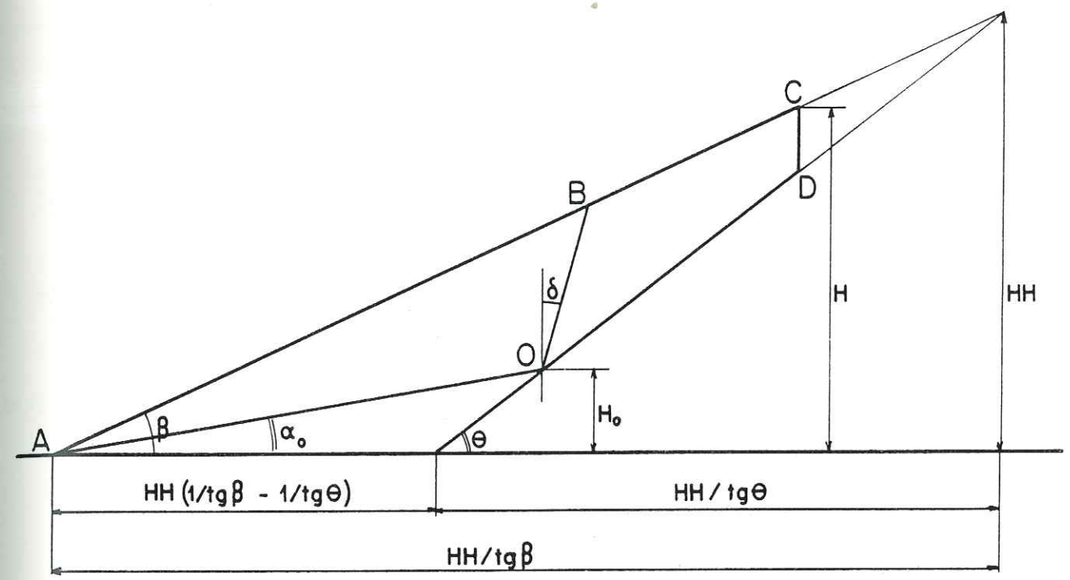


Figure A2.10 - *Méthode des blocs : notations*

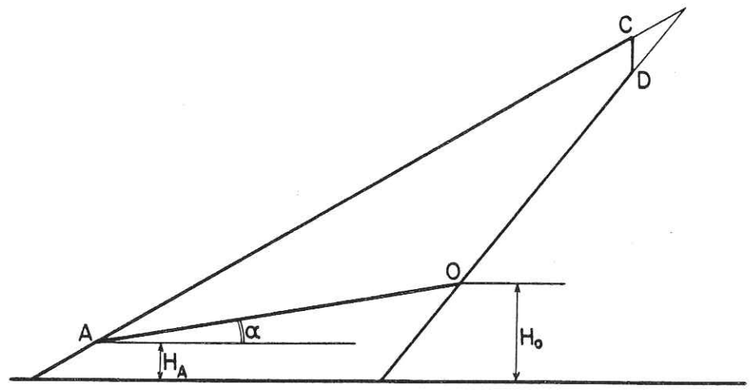


Figure A2.11 - *Recherche du point A critique*

Examinons ces 4 étapes de calcul plus en détails :

1ère étape : choix du coefficient sismique k
il varie de 0 (statique) à 0,3

2ème étape : on prend $H_0 = H/10$ et A en pied de barrage
on cherche alors le δ critique

Il faut d'abord connaître α_0 ; on montre que

$$tg\ \alpha_0 = \frac{tg\ \theta}{1 + \frac{HH}{H_0}\left(\frac{tg\theta}{tg\beta} - 1\right)}$$

α_0 étant connu, on fait varier δ et on calcule les valeurs de W_1, W_2 et F par les sous programmes concernés.

3ème étape : on connaît maintenant δ critique ; on garde H_0 pour le point O et on fait varier A pour trouver la hauteur H_A critique (fig. A2.11).

on montre que $$tg\ \alpha = \frac{H_0 - H_A}{\frac{H_0}{tg\alpha_0} - \frac{H_A}{tg\beta}}$$

En faisant varier H_A pas à pas, on calcule α puis W_1, W_2 et F. On détermine ainsi le H_A critique

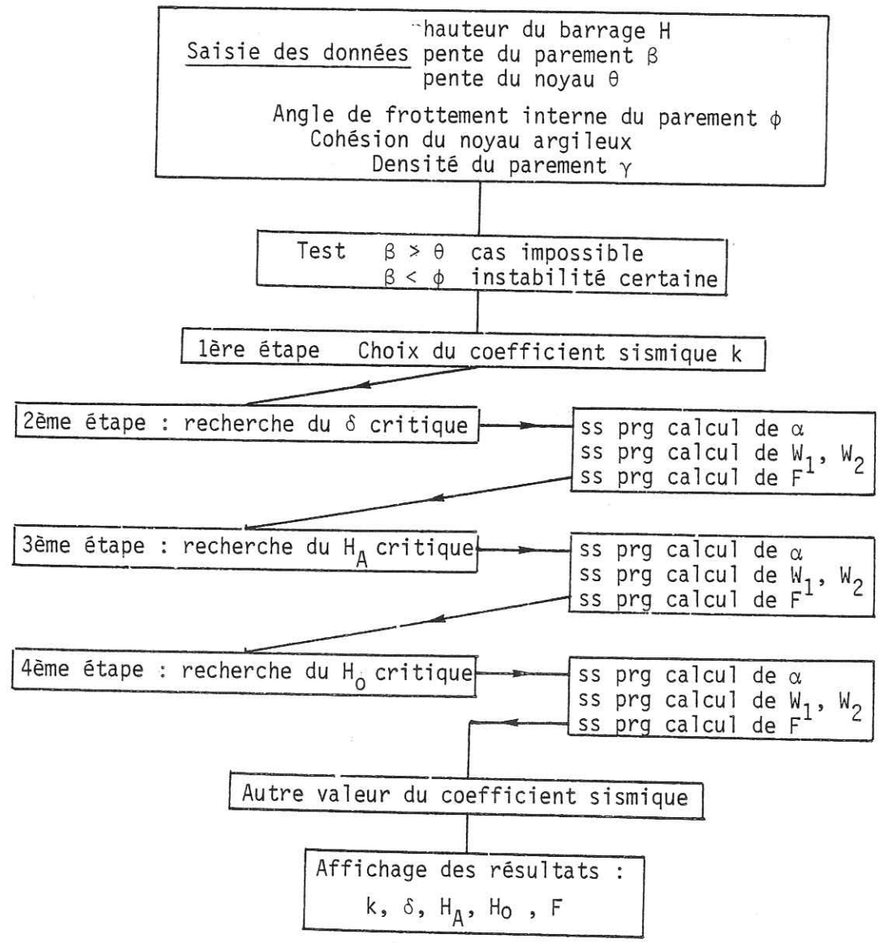
4ème étape On connaît maintenant δ critique
H_A critique
il nous reste à déterminer H_0 critique

A H_A fixé, on fait varier H_0 pas à pas à partir de H_A
on calcule α par la formule

$$tg\alpha = \frac{H_0 - H_A}{\frac{H_0}{tg\alpha} - \frac{H_A}{tg\beta}}$$ puis W_1, W_2 et F. On détermine ainsi le H_0 critique

3. Organigramme

Organigramme simplifié



4. Programme de calcul

Ce programme est la première partie d'un programme plus important qui permet de calculer les déplacements du bloc supérieur le long du noyau.

Il envoie sur l'imprimante les données introduites au clavier et donne ensuite pour chaque valeur du coefficient sismique, la hauteur du point O, celle du point A, l'inclinaison de la ligne de rupture et le facteur de sécurité. Il calcule alors l'accélération critique et pour la valeur correspondante du coefficient sismique, il détermine la géométrie des blocs lors du glissement.

5. Exemple d'utilisation

Barrage de 50 m de hauteur ; pente de la recharge 2,5 : 1 ; pente du noyau 1,5 : 1 ; caractéristiques de la recharge : $\phi' = 30°$ et $\gamma' = 10$ kN/m^3 ; caractéristique du noyau $C_u = 50$ kPa.

```
*****************************************************************************
*                                                                           *
*   CALCUL DE LA STABILITE AUX SEISMES ET DES DEPLACEMENTS D'UN BARRAGE     *
*    COMPOSE D'UN NOYAU ARGILEUX ET D'UN PAREMENT PUREMENT FROTTANT PAR     *
*                              LA METHODE DES BLOCS                         *
*                                                                           *
*****************************************************************************

HAUTEUR DU BARRAGE                    50 METRES

MATERIAU DU PAREMENT:
   HAUTEUR AU SOMMET                  3.5 METRES
   ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE        30 DEGRES
   DENSITE DU MATERIAU                10 KN/M3
   PENTE DU PAREMENT                  21.8 DEGRES

MATERIAU DU NOYAU:
   COHESION                           50 KPA
   PENTE DU NOYAU                     31.5 DEGRES
```

COEFFICIENT SISMIQUE	HAUTEUR DU POINT O	HAUTEUR DU POINT A	INCLINAISON DE LA LIGNE DE RUPTURE	FACTEUR DE SECURITE
0	1.5	0	0	1.68
.05	2	0	3	1.5
.1	3	0	4	1.35
.15	4.5	0	5	1.22
.2	6	0	5.5	1.12
.25	8	0	5.5	1.03
.3	10.5	0	5	.95
.27	9	0	5	1

3EME PARTIE
LE CALCUL DES DEPLACEMENTS

H. LE CALCUL DES DEPLACEMENTS

INTRODUCTION

I. PRESENTATION DU CALCUL DES DEPLACEMENTS PAR LA METHODE DES BLOCS

1. Les hypothèses
2. Principe de la méthode
3. Application au cas d'un milieu pulvérulent sec
4. Cas d'un milieu pulvérulent et cohérent
5. Cas d'un bloc soumis à une pression interstitielle

II. LA METHODE DE NEWMARK

1. Le diagramme trilogarithmique
2. Introduction à la méthode de Newmark
3. Le calcul des déplacements
4. Conception énergétique

III. LA METHODE D'AMBRASEYS

IV. LA METHODE DE SEED-MAKDISI

V. LA METHODE DE SARMA

1. Introduction
2. Calcul du facteur de sécurité
3. Détermination de l'accélération critique
4. Calcul des déplacements
5. Application pratique de la méthode

VI. AUTRES METHODES PUBLIEES

1. Méthode de calcul de Shieh et Huang
2. Méthode de calcul de Von-Thun et Harris
   a) facteur de sécurité statique
   b) les accélérations sismiques
   c) calcul des déplacements

VII. CONCLUSIONS SUR LA BIBLIOGRAPHIE

VIII. APPLICATION DE LA METHODE DES BLOCS AU CALCUL DES DEPLACEMENTS D'UN BARRAGE A NOYAU ARGILEUX INCLINE

1. Ouvrages concernés par cette méthode
2. Descriptif de la méthode
3. Calcul de l'accélération critique
4. Calcul des déplacements : équation du mouvement
5. Résolution de l'équation du mouvement
6. Calcul du déplacement permanent total

IX. APPLICATION DE LA METHODE DES BLOCS AU CALCUL DES DEPLACEMENTS D'UN TALUS INCLINE EN RUPTURE CIRCULAIRE

1. Introduction
2. Calcul de l'accélération critique
3. Equation du mouvement
4. Développement de l'équation
5. Calcul du moment d'inertie de la partie de talus en glissement
6. Résolution de l'équation du mouvement
7. Calcul du déplacement permanent

X. CALCUL PRATIQUE DU DEPLACEMENT PERMANENT

1. Détermination de l'accélération maximale
2. Détermination du nombre équivalent de cycles
3. Application à la rupture en deux blocs des barrages à noyau incliné
4. Application à la rupture circulaire des talus homogènes

BIBLIOGRAPHIE

H. LE CALCUL DES DEPLACEMENTS

Le facteur de sécurité seul est insuffisant pour déterminer le comportement d'un remblai soumis à un séisme. En effet on admet généralement qu'un ouvrage subisse des déformations sensibles pendant un tremblement de terre, puisque ceux-ci sont des phénomènes exceptionnels, sans qu'il y ait ruine totale.

Le calcul des déplacements qui en résultent a été l'objet de nombreuses publications depuis celle de Newmark basée sur un comportement rigide plastique du sol. Parmi les autres méthodes proposées, on peut citer celle de Seed (1966) qui utilise les résultats d'essais cycliques en laboratoire (voir chapitre I.I), Ambraseys (1974), Sarma (1975) et Seed-Makdisi (1978) ont présenté ou développé ces méthodes qui sont toutes fondées sur l'idée directrice de Newmark, à savoir qu'il existe un seuil d'accéléraion, appelé accélération critique, en-dessous duquel il n'y a aucun déplacement.

I. PRESENTATION DU CALCUL DES DEPLACEMENTS PAR LA METHODE DES BLOCS

1. Les hypothèses

Ce sont les hypothèses classiques des méthodes d'analyse de stabilité des pentes à l'équilibre limite (cf. chapitre D, I.1).

De plus, on supposera que pendant toute la durée du mouvement, donc pendant et éventuellement après la sollicitation sismique :

- les caractéristiques géotechniques du sol ne changent pas et sont celles d'avant le séisme ;
- la réaction du sol reste, pendant le mouvement, inclinée d'un angle $\phi_c = \phi$ par rapport à la normale ;
- le mouvement du bloc ne peut se faire que dans le sens de la pente descendante, sans qu'il y ait décollement.

2. Principe de la méthode

On applique à un bloc représentant la masse du sol en mouvement le principe fondamental de la mécanique.

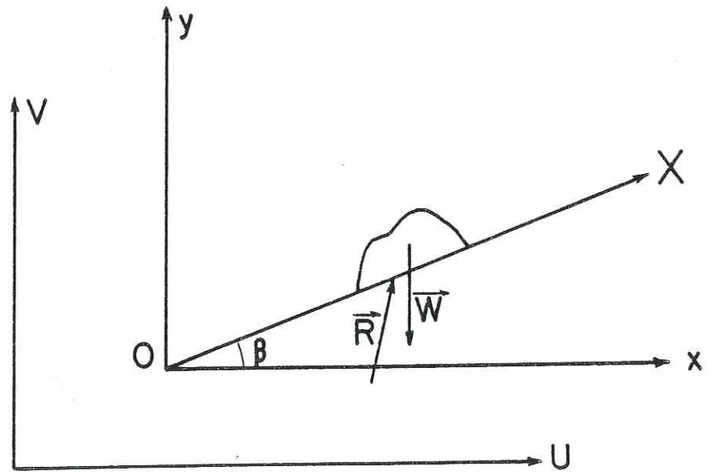


Figure H.1 - Position du bloc en glissement le long de OX

Le référentiel (U,V) est galiléen (fig. H.1). Le référentiel (x,y) est lié à la partie fixe de l'ouvage qui est donc soumise à la sollicitation sismique. Nous cherchons à déterminer la valeur du déplacement du bloc le long de l'axe X.

Le principe fondamental de la mécanique s'écrit :

Σ des forces extérieures = $m.\vec{\gamma}_a$

où $\vec{\gamma}_a$ est l'accélération absolue du bloc dans le référentiel (U,V)

Soit $\vec{\gamma}_e$ l'accélation d'entrainement du référentiel (x,y) par rapport au référentiel (U,V) qui représente donc la sollicitation sismique.

$\vec{\gamma}_r$ l'accélération relative du bloc dans le référentiel (x,y)

$\vec{\gamma}_{cor}$ l'accélération de Coriolis.

$$\Sigma \vec{F} = m\vec{\gamma}_a = m\,(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r + \vec{\gamma}_{cor})$$

comme il n'y a pas de mouvement de rotation $\vec{\gamma}_{cor} = \vec{0}$

On peut donc distinguer deux phases :

- première phase : pendant la sollicitation, il y a une accélération d'entrainement $\vec{\gamma}_e$; l'équation du mouvement s'écrit donc

$$\Sigma \vec{F} = m(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r)$$

- deuxième phase : après la sollicitation $\vec{\gamma}_e = \vec{0}$; alors l'équation du mouvement se réduit à

$$\Sigma \vec{F} = m\vec{\gamma}'_r$$

Les accélérations relatives $\vec{\gamma}_r$ et $\vec{\gamma}_r$ ont pour direction l'angle β que fait l'axe X avec l'axe x. Il ne peut pas en effet y avoir de composante de l'accélération relative normale à X puisque celle-ci conduirait à un décollement des blocs.

En calculant les normes des vecteurs accélérations relatives pendant et après la sollicitation sismique, on obtient les équations du mouvement le long de l'axe X sous la forme d'une fonction des caractéristiques géométriques et géotechniques du talus et des caractéristiques de la sollicitation sismique. Deux intégrations successives par rapport au temps permettent le calcul de la vitesse relative du bloc sur la pente puis du déplacement maximal atteint.

3. Application au cas d'un milieu pulvérulent sec

Le bloc en glissement est soumis à son poids $\vec{W}$ et à la réaction $\vec{R}$ du sol. (fig. H.2)

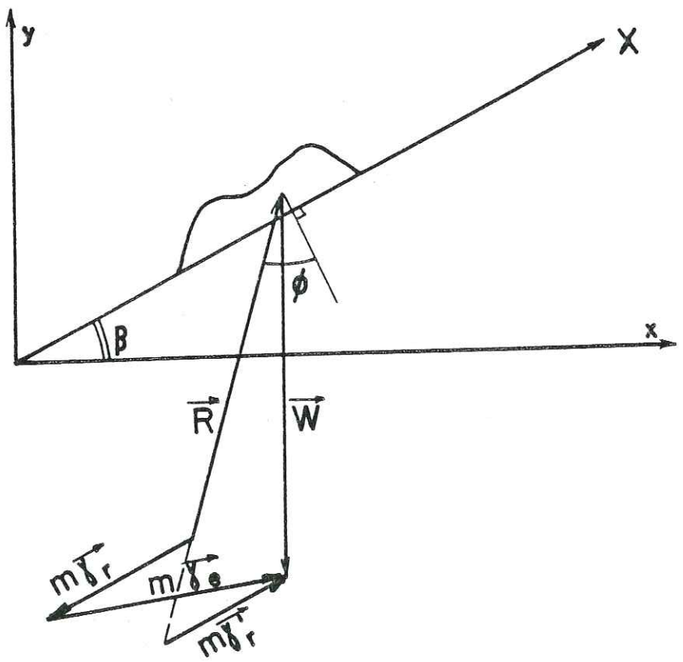


Figure H.2 - Cas du milieu pulvérulent sec

Pendant la sollicitation sismique d'entrainement d'accélération $\vec{\gamma}_e$ l'équation du mouvement est

$$\vec{W} + \vec{R} = m(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r)$$

Après la sollicitation, le mouvement continue tant que la vitesse ne s'annule pas et a pour équation

$$\vec{W} + \vec{R} = m\vec{\gamma}'_r$$

Soit α l'angle que fait $\vec{\gamma}_e$ sur l'horizontale, on établit la relation suivante :

$$\gamma'_r = \gamma_r - \gamma_e \frac{\cos(\phi - \beta + \alpha)}{\cos \phi}$$

La figure précédente montre qu'il n'y a mouvement que si $\vec{R}$ est incliné de ϕ sur la normale à la pente. Il faut donc une valeur minimale de l'accélération d'entrainement : cette valeur est appelée accélération critique $\vec{\gamma}_c$. Elle a pour valeur :

$$\gamma_c = g \frac{\sin(\phi - \beta)}{\cos(\phi - \beta + \alpha)}$$

Les équations du mouvement sont donc :

- pendant la sollicitation sismique $\gamma_r = (\gamma_e - \gamma_c) \dfrac{\cos(\phi - \beta + \alpha)}{\cos \phi}$
- après la sollicitation $\gamma'_r = \gamma_c \dfrac{\cos(\phi - \beta + \alpha)}{\cos \phi}$

On peut calculer facilement le déplacement maximal atteint lorsque la sollicitation dynamique est une accélération constante appliquée pendant un temps t_0 (fig. H.3).

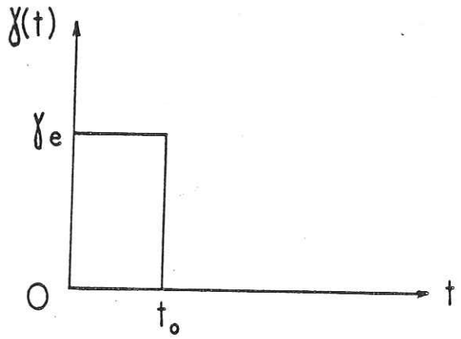


Figure H.3 - Sollicitation d'entrainement rectangulaire

On appellera $k_m = \frac{\gamma_e}{g}$ et $k_c = \frac{\gamma_c}{g}$; $\bar{C} = \frac{\cos(\phi - \beta + \alpha)}{\cos \phi}$

L'axe X étant orienté, l'équation du mouvement pendant la sollicitation s'écrit :

$$\frac{d^2 X}{d t^2} = - g(k_m - k_c)\,\bar{C}$$

d'où $\frac{d X}{d t} = - gt(k_m - k_c)\,\bar{C}$ est la vitesse relative du bloc sur la pente ;

sa valeur absolue est maximale pour $t = t_o$ et $\left(\frac{d X}{d t}\right)_{t_o} = - gt_o(k_m - k_c)\,\bar{C}$

L'équation du mouvement après la sollicitation est

$$\frac{d X}{d t} = g\,k_c\,\bar{C}$$

d'où $\frac{d X}{d t} = g\,k_c\,\bar{C}(t-t_o) - gt_o(k_m - k_c)\,\bar{C}$

La vitesse s'annule au temps $t_1 = \frac{k_m}{k_c}\,t_o$ qui marque l'arrêt du mouvement.

Le déplacement peut se calculer par une intégration de la vitesse relative $\frac{d X}{d t}$ ou en calculant l'aire hachurée suivante (fig. H.4).

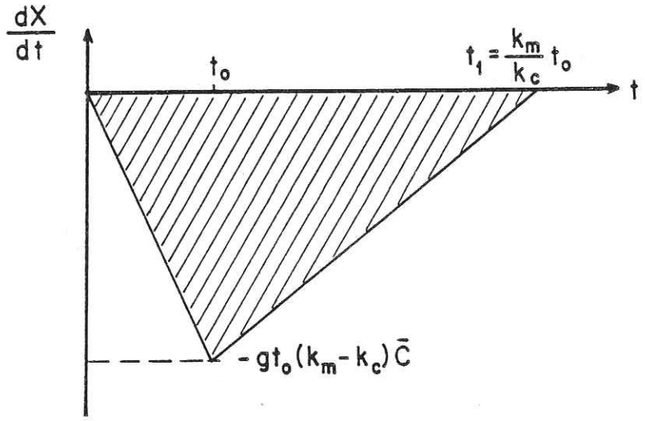
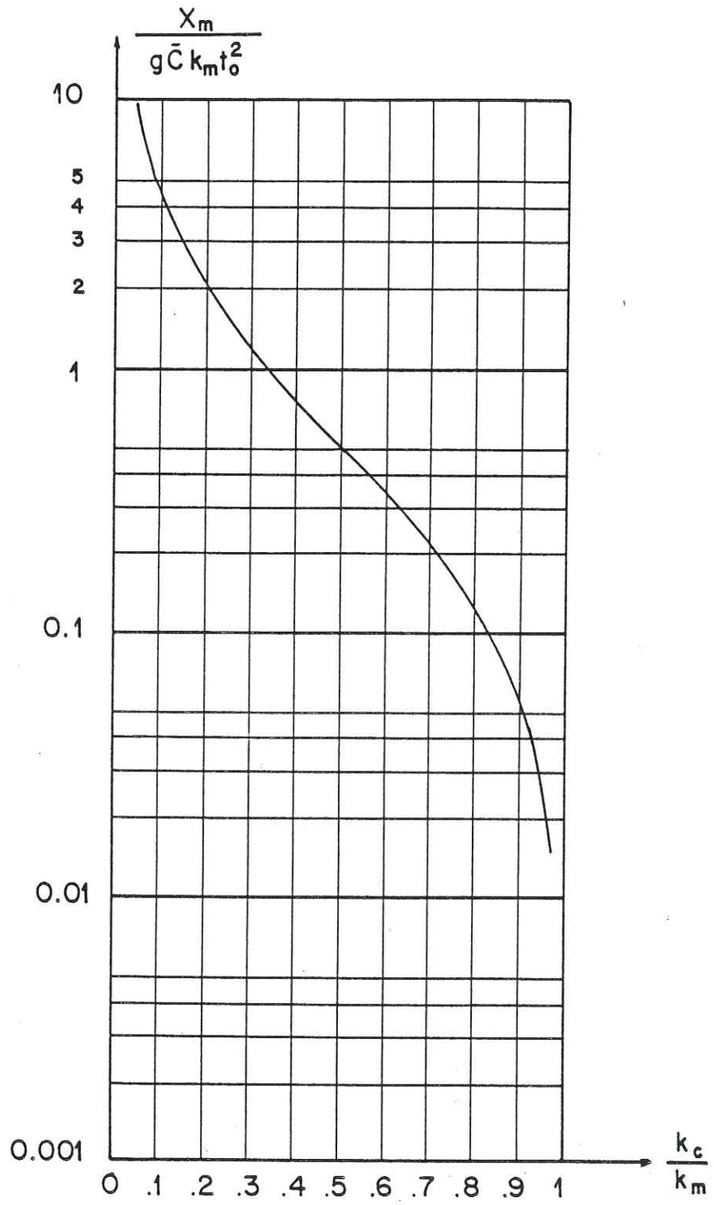


Figure H.4 - *Diagramme représentant les variations de la vitesse relative pour une sollicitation d'entrainement rectangulaire*

Figure H.5 - *Représentation du déplacement normalisé pour une pulsation rectangulaire*



La grandeur du déplacement a pour expression

$$X_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{k_m}{k_c} t_o \cdot g t_o (k_m - k_c) \bar{C}$$

soit $$X_m = \frac{1}{2} g t_o^2 \left(\frac{k_m}{k_c} - 1 \right) k_m \bar{C}$$

On peut représenter (fig. H.5) un déplacement normalisé

$$U = \frac{X_m}{g \bar{C} t_o^2 k_m} = \frac{1}{2} \left(\frac{k_m}{K_c} - 1 \right)$$

4. Cas d'un milieu pulvérulent et cohérent

Le problème se schématise de façon suivante (fig. H.6)

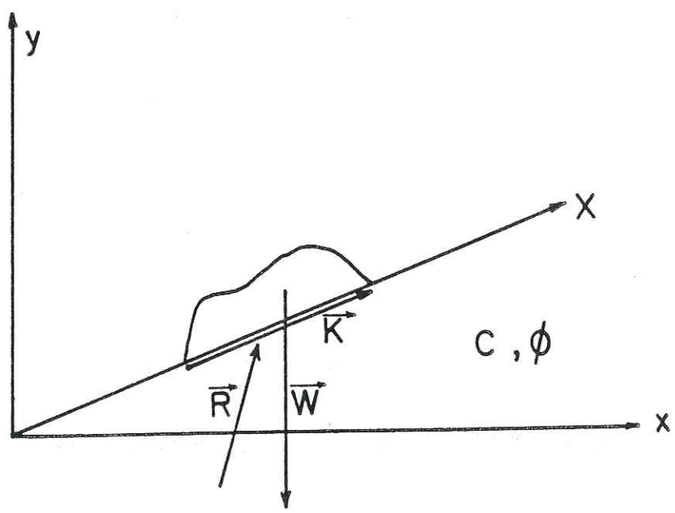


Figure H.6

Pendant le mouvement, la réaction $\vec{R}$ reste inclinée à ϕ sur la normale à la pente, et K = C.L si C est la cohésion du milieu et L la longueur de contact entre le bloc et la pente.

Les équations du mouvement sont :

- pendant la sollicitation $\vec{W} + \vec{R} + \vec{K} = m(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r)$
- après la sollicitation $\vec{W} + \vec{R} + \vec{K} = m\vec{\gamma}'_r$

La valeur de l'accélération critique devient :

$$\gamma_c = g \frac{\frac{C.L}{W} \cos \phi + \sin (\phi - \beta)}{\cos (\phi - \beta + \alpha)}$$

Les expressions de $\frac{d^2 X}{d t^2}$, $\frac{d X}{d t}$ et X_m sont les mêmes que celles trouvées au paragraphe précédent.

Pour le calcul, il suffit de remplacer k_c par sa nouvelle valeur.

5. Cas d'un bloc soumis à une pression interstitielle

Le problème se schématise de la façon suivante (fig. H.7)

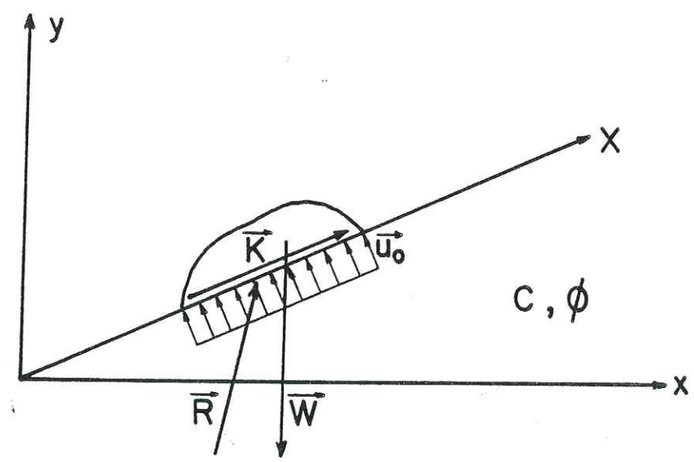


Figure H.7

u_o est une pression interstitielle constante qui développe une force normale à la ligne de glissement et de module $U = u_o . L$ pour une largeur unitaire du bloc.

Les équations du mouvement sont :

- pendant la sollicitation $\vec{W} + \vec{R} + \vec{K} + \vec{U} = m(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r)$
- après la sollicitation $\vec{W} + \vec{R} + \vec{K} + \vec{U} = m\vec{\gamma}'_r$

La valeur de l'accélération critique est

$$\gamma_c = g \frac{\frac{C.L}{W}\cos\phi + \sin(\phi - \beta) - \frac{u_o L}{W}\sin\phi}{\cos(\phi - \beta + \alpha)}$$

Les expressions de $\frac{d^2X}{dt^2}$, $\frac{dX}{dt}$ et X_m en fonction de k_m et k_c restent les mêmes que celles trouvées au paragraphe 2., en remplaçant dans le calcul k_c par sa nouvelle valeur.

On trouvera dans l'annexe 3 les démonstrations relatives aux expressions de γ_c ainsi que les calculs des valeurs du déplacement maximal et du déplacement normalisé pour diverses formes de l'accélération d'entrainement.

II. LA METHODE DE NEWMARK |4|

1. Le diagramme trilogarithmique

C'est un diagramme qui permet de représenter simultanément les fonctions suivantes : $y = f(x)$, $\frac{y}{x}$, $x.y$

Il se présente sous la forme suivante (fig. H.8)

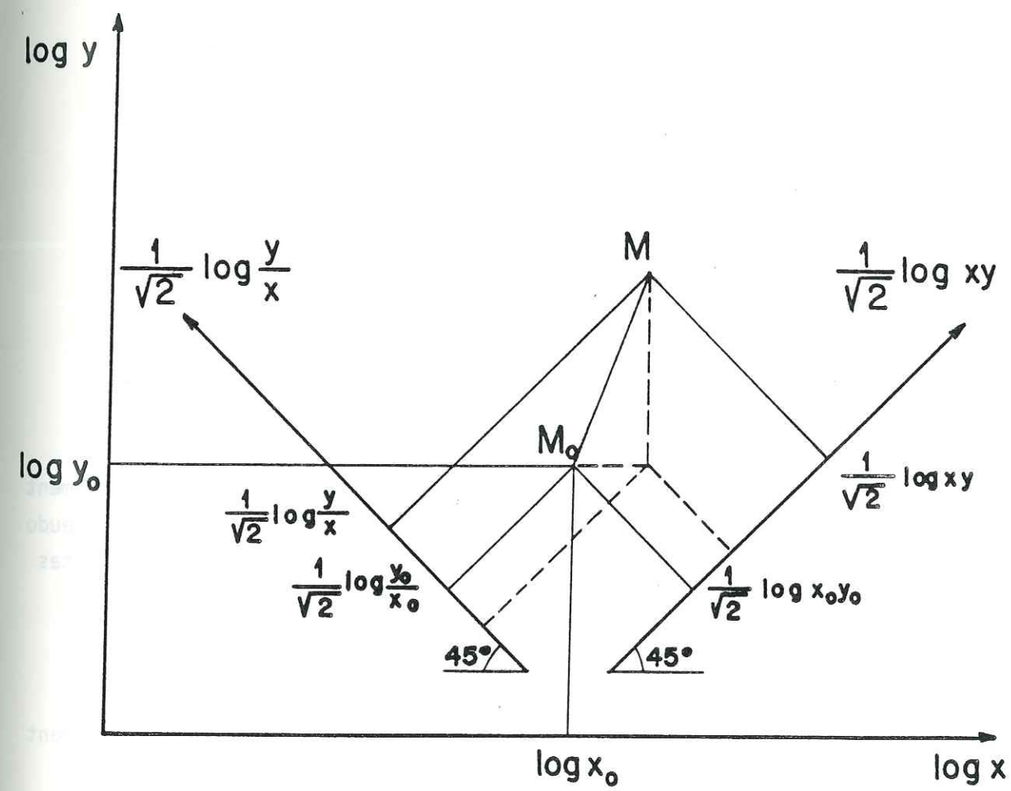


Figure H.8 - Principe du Diagramme trilogarithmique

Par un choix approprié des échelles sur les axes inclinés à $\frac{\pi}{4}$, ce diagramme permet donc de lire simultanément les valeurs de log x, log y, log $\frac{y}{x}$, log xy.

2. Introduction à la méthode de Newmark

Newmark considère la réponse dynamique d'un système tel que celui-ci (fig. H.9)

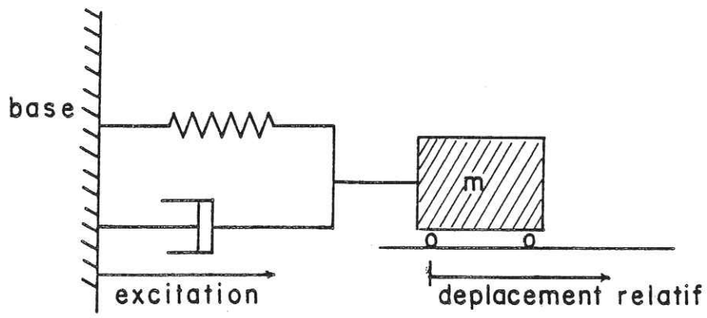


Figure H.9

Le spectre de réponse d'un tel système permet de mesurer le déplacement en fonction de la fréquence. Pour un amortissement non nul on obtient la pseudo vitesse V_f et la pseudo accélération A_f. Etant données les relations suivantes

$$\omega = 2\pi_f \qquad V_f = \omega D_f \qquad A_f = \omega V_f = \omega^2 D_f$$

On peut utiliser la représentation trilogarithmique avec en abscisse la fréquence, en ordonnée la vitesse V_f et sur les axes inclinés le déplacement D_f et l'accélération A_f (fig. H.10)

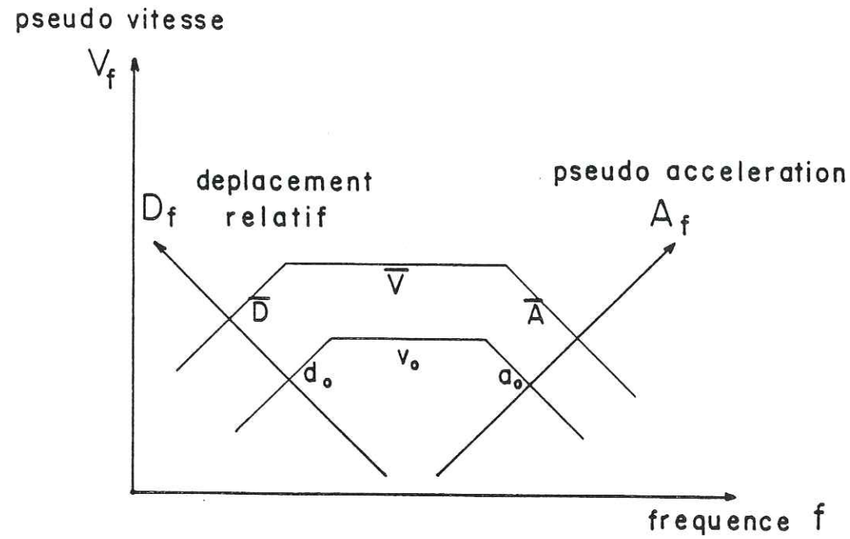


Figure H.10 - Application du diagramme trilogarithmique

Sur ce diagramme les mesures de a_0, v_0 et d_0 sont représentatives des valeurs de l'excitation du terrain seul et indiquent les valeurs maximales que peuvent atteindre l'accélération, la vitesse et le déplacement. Les bornes supérieures du spectre de réponse forment 3 droites respectivement parallèles à celles-ci : pour un amortissement de 5 à 10 %, Newmark indique pour limites du déplacement $\bar{D}$, de la pseudo vitesse $\bar{V}$ et de la pseudo accélération $\bar{A}$ les valeurs suivantes

$$\bar{D} = d_0 \qquad \bar{V} = 1{,}5\ v_0 \qquad \bar{A} = 2a_0$$

Newmark étudie ensuite les représentations de ce diagramme pour des comportements rhéologiques différents des matériaux. La méthode présentée peut servir dans l'analyse de systèmes où les caractéristiques mécaniques varient avec le déplacement. Cependant les solutions ne sont explicitées que dans le cas d'un comportement rigide plastique pour un bloc situé sur une fondation soumise à un mouvement d'entrainement. Trois cas sont présentés dans l'étude : le glissement circulaire, la rupture plane et le glissement sur un plan horizontal d'un barrage entier, mais seul le deuxième cas fait l'objet d'un calcul de déplacement.

3. Le calcul des déplacements

Ce calcul concerne la rupture plane dans des matériaux pulvérulents non saturés et il est basé sur l'analogie suivante (fig. H.11).

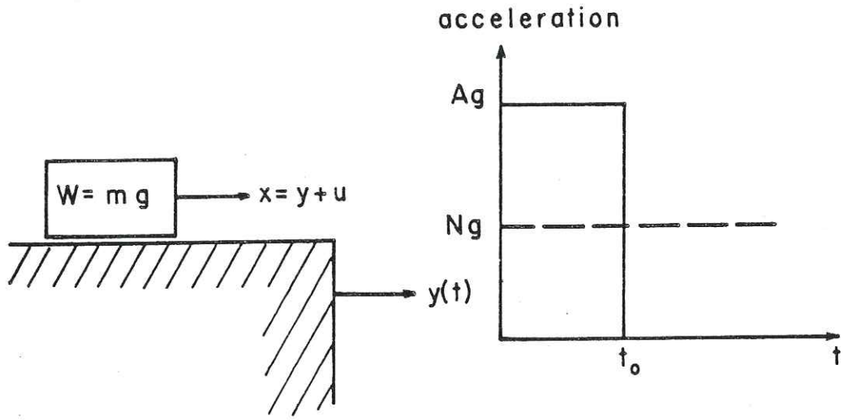


Figure H.11

Par rapport à nos notations $A = k_m$ $N = k_c$

Newmark calcule alors le déplacement comme étant l'aire du triangle hachuré suivant soit (fig H.12)

$$u_m = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A} \right)$$

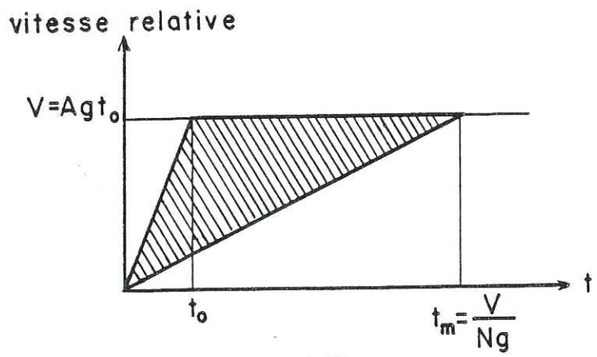


Figure H.12

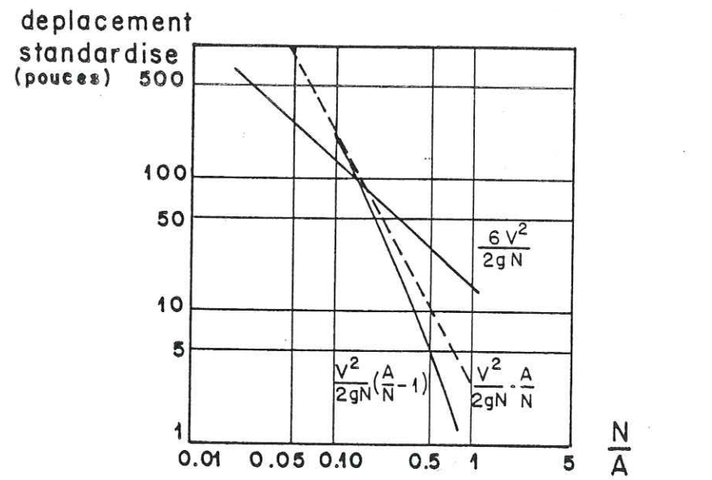
D'après Newmark le déplacement calculé par la formule précédente surestime la valeur réelle car elle ne tient pas compte des pulsations d'accélérations d'amplitude négative. Cette formule est applicable dans les cas où la résistance au glissement est la même dans toutes les directions ce qui n'est pas le cas d'un barrage où le mouvement se fait vers le bas seulement. Dans ce cas, Newmark propose de prendre comme limite supérieure du déplacement

$$u = \frac{V^2}{2gN} \cdot \frac{A}{N}$$

ce qui semble indiquer, d'après lui, que le nombre effectif de cycles dans un séisme est égal à $\frac{A}{N}$. Les valeurs limites du déplacement sont alors $u_m \cdot \frac{A}{N}$, c'est-à-dire

$$\frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \frac{A}{N} = \frac{V^2}{2gN} \left(\frac{A}{N} - 1\right)$$

Afin d'améliorer les résultats Newmark propose si N/A est faible de borner cette fonction par $6\left(\frac{V^2}{2gN}\right)$



Deplacement calcule pour A = 0.55g et V = 30 pouces par seconde

Figure H.13 - Représentation du déplacement standardisé

4. Conception énergétique

Soit une masse $\frac{W}{g}$ de matériaux en glissement par rapport au sol à la vitesse V. Son énergie cinétique est $\frac{1}{2}\frac{W}{g}V^2$. (fig. H.14)

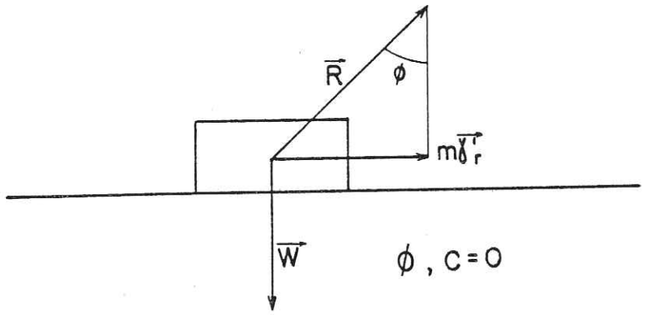


Figure H.14

L'équation du mouvement après la sollicitation s'écrit

$$\vec{R} + \vec{W} = m\vec{\gamma}_r = \frac{W}{g}\vec{\gamma}'_r$$

soit en projection $R \sin \phi = \frac{W}{g}\gamma'_r = WN$ avec les notations de Newmark.

L'énergie absorbée pendant le déplacement par le frottement est

R sin ϕ x déplacement soit

N.W x déplacement

On peut donc calculer le déplacement requis pour absorber l'énergie cinétique :

c'est $d = \frac{1}{2}\frac{V^2}{gN}$

c'est le premier terme de l'expression de $u_m = \frac{V^2}{2gN} - \frac{V^2}{2gA}$

Il est intéressant de comparer le calcul du déplacement relatif pour un comportement élastoplastique avec celui réalisé pour un comportement purement élastique. Pour cela, on peut comparer dans la figure H.15 les surfaces 1 + 2 + 3 pour l'énergie élastique et 1 + 2 + 4 pour l'énergie élastoplastique. Ces surfaces doivent être égales.

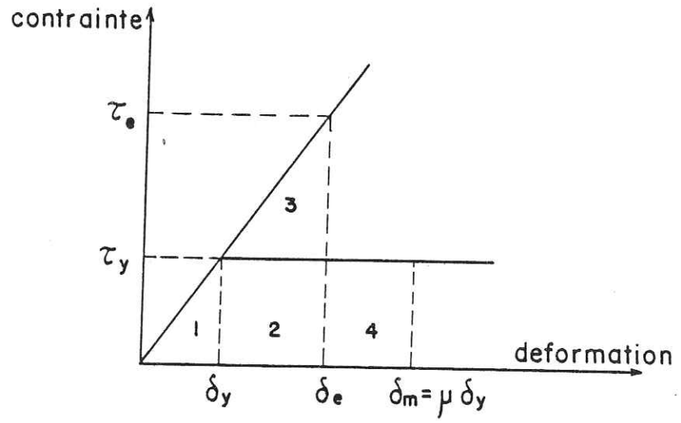


Figure H.15

on a $\frac{\tau_e}{\tau_y} = \frac{\delta_e}{\delta_y}$ $\qquad \frac{\delta_y}{\delta_e} = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}$ $\qquad \frac{\delta_m}{\delta_e} = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}}$

où μ est le rapport du déplacement maximal total à la composante élastique du déplacement. Dans des conditions totalement élastiques μ = 1.

Pour un comportement rigide plastique, l'énergie absorbée au déplacement maximal $\delta_{m\,p}$ est $\delta_{mp} \cdot \tau_y$ alors que pour une résistance élastoplastique on a

$\delta_m \tau_y (1 - \frac{1}{2\mu})$.

19 AOUT 2003
Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr

Pour la même énergie la valeur relative du déplacement maximal est

$\frac{\delta_m}{\delta_{mp}} = \frac{1}{1-\frac{1}{2\mu}} \leqslant 2$ et devient rapidement proche de 1 (fig. H.16). On peut donc, dans un premier temps, se contenter de l'hypothèse rigide plastique pour schématiser le comportement élastoplatique.

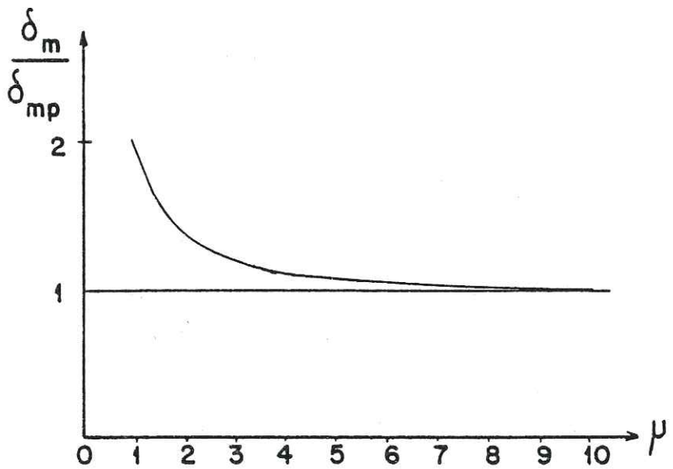


Figure H.16

III. LA METHODE D'AMBRASEYS |6|

Ambraseys a proposé une relation empirique pour calculer le déplacement d'un barrage en terre soumis à un séisme.

$$\log u_m = 2{,}3 - 3{,}3 \frac{k_c}{k_m}$$

où u_m est le déplacement en centimètres, k_c l'accélération critique qui mène à un facteur de sécurité égal à 1 et k_m l'accélération maximale du terrain.

Cette relation a été développée pour des séismes dont la magnitude est inférieure à 6,5, pour un rapport $\frac{k_c}{k_m}$ compris entre 0,1 et 0,8 et pour des ouvrages dont les pentes restent inférieures à 2 : 1.

La valeur de l'accélération critique utilisée par Ambraseys est

$$k_c = \frac{\operatorname{tg} \phi' - \operatorname{tg} \beta}{1 + \operatorname{tg} \phi' \operatorname{tg}\beta} = \operatorname{tg} (\phi' - \beta)$$

Cette formule est la même que celle du paragraphe I.3 pour une accélération d'entrainement (sollicitation sismique) horizontale ($\alpha = 0$) dans un milieu pulvérulent.

k_c/k_m	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
u_m (cm)	93	44	20	10	4,5	2,1	1	0,46

Tableau 17

IV. LA METHODE DE SEED-MAKDISI |3|

Makdisi et Seed ont proposé une méthode pour le calcul des déformations des barrages en terre pendant les séismes. L'approche reste basée sur le concept de Newmark, mais l'excitation sismique est obtenue à partir de la réponse dynamique du remblai utilisant le prisme d'effort tranchant ou des modèles en éléments finis. Les caractéristiques dynamiques de cette méthode sont développées dans le chapitre suivant.

La méthode suppose un comportement élastoplastique du sol. Les valeurs de l'accélération critique sont une fonction de la géométrie du remblai, de la cohésion non drainée et de la position de la surface de glissement.

Les étapes de base du calcul sont les suivantes

a) calcul de l'accélération critique à partir des analyses pseudostatiques (c'est l'accélération d'entrainement qui conduit à un facteur de sécurité de 1)

b) détermination de l'accélération maximale de la crête $\ddot{u}_{max}$ puis du rapport $k_m/\ddot{u}_m$ pour différentes positions de la masse en glissement à partir de l'abaque de la fig. H.17.

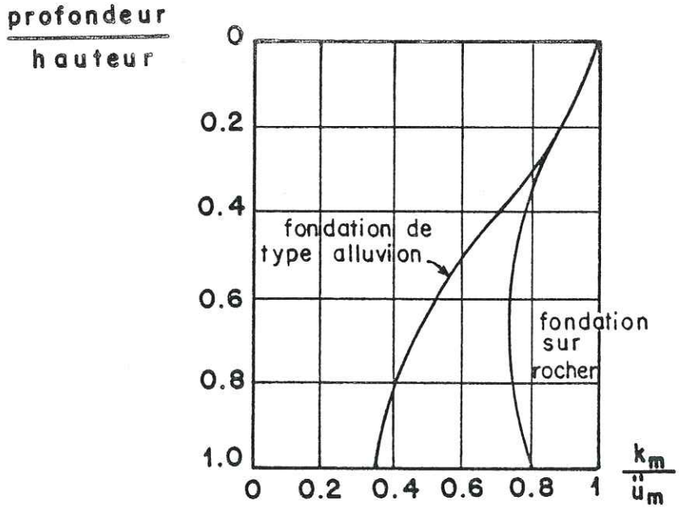


Figure H.17

c) évaluation du déplacement normalisé par l'abaque de la fig. H.18.

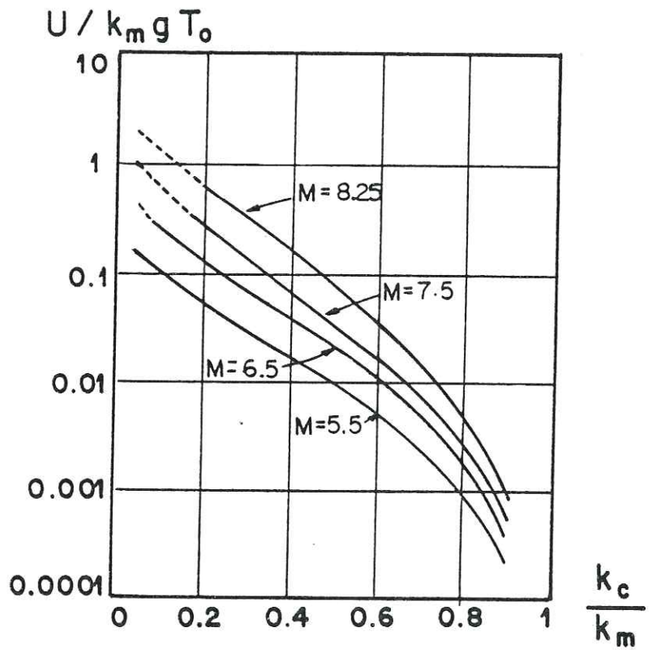


Figure H.18

où T_o est la première période naturelle du remblai.

V. LA METHODE DE SARMA |5|

1. Introduction

L'auteur propose d'utiliser le modèle de Newmark pour analyser les effets des forces d'inertie et des pressions interstitielles sur le facteur de sécurité, l'accélération critique et le déplacement permanent résultant d'un tremblement de terre. L'analyse est basée sur le principe de l'équilibre limite et le matériau obéit au critère de rupture de Mohr-Coulomb en contraintes effectives.

2. Calcul du facteur de sécurité

Soit un bloc rigide au repos sur une fondation plane inclinée d'un angle β sur l'horizontale et constituée de sol pulvérulent d'angle de frottement ϕ en contrainte effective.
Le bloc a un poids W et une surface de base a. Supposons en outre qu'il existe une pression interstitielle à la base avant le tremblement de terre u_o.
(fig. H.19 et H.20)

Puisque le matériau obéit au critère de rupture de Mohr-Coulomb en contraintes effectives, on obtient un facteur de sécurité statique

$$F_o = (\cos\beta - u_o \frac{a}{W}) \frac{\operatorname{tg}\phi'}{\sin\beta}$$

Soit maintenant une accélération d'entrainement $\vec{\gamma}_e$ inclinée d'un angle θ sur l'horizontale (fig. H.19). On suppose que la pression interstitielle subit un accroissement Δu et devient $u = u_o + \Delta u$.
En se plaçant à la limite du mouvement (fig. H.21), l'accélération relative $\vec{\gamma}_r$ est nulle. L'équation régissant l'équilibre du bloc s'écrit

$$\vec{W} + \vec{R} + \vec{u}.a = \vec{\gamma}_e \frac{W}{g}$$

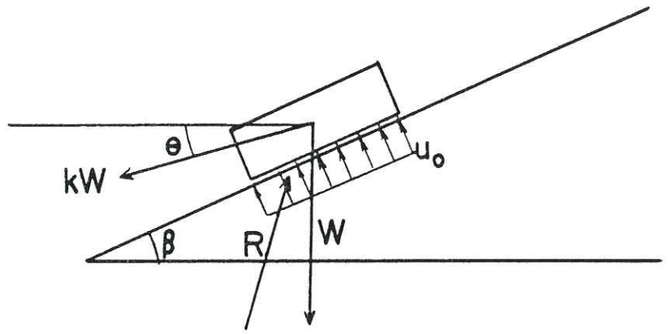


Figure H.19

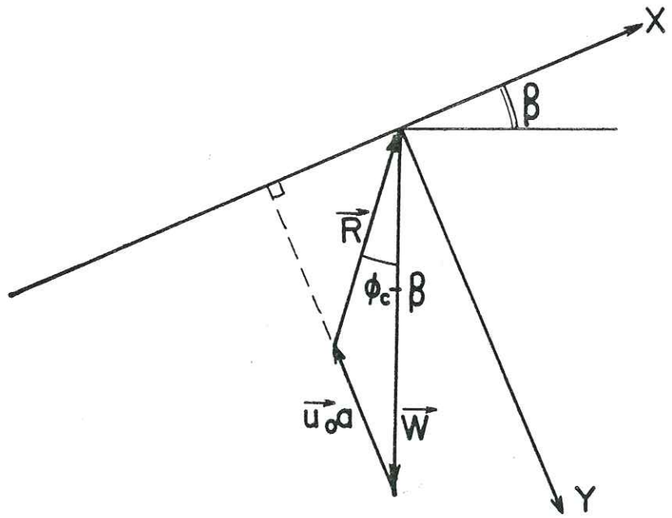


Figure H.20

en gardant pour définition du facteur de sécurité pseudostatique celle du facteur de sécurité statique, c'est-à-dire

$F = \dfrac{tg\ \phi'}{tg\ \phi_c}$, on en tire

$$F_d = \left(\frac{\cos\beta - k\sin(\beta - \theta) - (u_o + \Delta u)\dfrac{a}{W}}{\sin\beta + k\cos(\beta - \theta)} \right) tg\ \phi'$$

Le calcul de F_d nécessite la connaissance de Δu

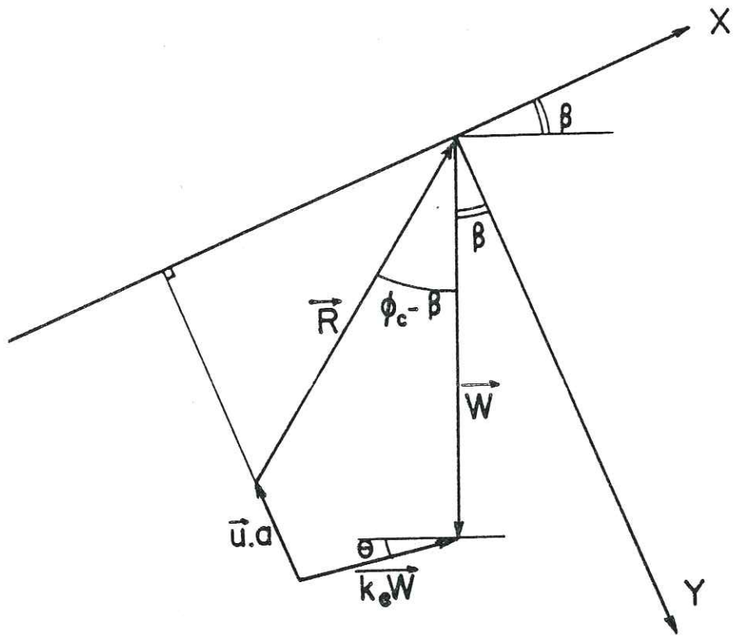


Figure H.21 - Représentation des forces en présence pendant le mouvement

A ce moment du calcul, on introduit l'hypothèse que si σ' et τ sont les contraintes effectives normale et tangente sur un plan de rupture possible et si F est le facteur de sécurité, alors l'état de contrainte en un point quelconque de la surface de rupture sera le même que si l'angle de friction du matériau était

$$\phi_c = \text{Arc tg}\ \left(\frac{tg\ \phi'}{F}\right)$$

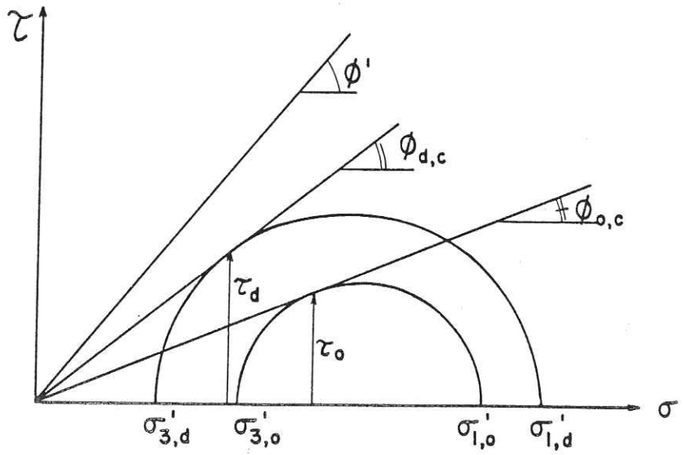


Figure H.22

Avec cette hypothèse, il est possible de tracer le cercle de Mohr (fig. H.22). Il passera par le point (σ', τ) et sera tangent à l'enveloppe inclinée d'un angle ϕ_c en ce point. On voit alors que pour une surface de rupture donnée la direction des contraintes principales change pendant l'application des contraintes dynamiques.

Il est intéressant de noter que Seed (voir chapitre I.1) proposait une autre hypothèse pour tracer le cercle de Mohr, où il supposait que les directions principales ne changent pas et sont celles obtenues à l'état de rupture. Cependant, il est certain que pendant le cisaillement, les directions des contraintes principales tournent et donc, par conséquent l'hypothèse de Seed n'est pas raisonnable.

Il est alors possible de tracer le cercle de Mohr statique : contraintes principales effectives $\sigma'_{1,0}$ et $\sigma'_{3,0}$, contraintes totales $\sigma_{1,0}$ et $\sigma_{3,0}$ et le cercle de Mohr "dynamique" si F_d est connu
($\sigma'_{1,d}$ et $\sigma'_{3,d}$, $\sigma_{1,d}$, $\sigma_{3,d}$)

on introduit alors $\Delta\sigma_1 = \sigma_{1,d} - \sigma_{1,0}$

$\Delta\sigma_3 = \sigma_{3,d} - \sigma_{3,0}$

la pression interstitielle Δu peut alors être reliée à $\Delta\sigma_1$ et $\Delta\sigma_3$ par l'équation de Skempton (1954). Il faut pour cela faire l'hypothèse que la rotation des axes principaux n'a pas d'effet significatif sur les paramètres A et B, ce qui n'est pas exact. Ceux-ci sont déterminés à la rupture et sont supposés constants pendant le cisaillement. Alors

$$\Delta u = B\left[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\right]$$

En utilisant les diverses équations proposées on trouve une forme quadratique en F_d qui permet de calculer ce dernier en éliminant les racines qui n'ont pas de sens physique

$$\frac{Fd}{tg\phi'} + \frac{B\ tg\ \phi'}{Fd} - B(1-2A)\sqrt{1+\left(\frac{tg\ \phi'}{Fd}\right)^2} =$$

$$\frac{\cos\beta - k(1-B)\sin(\beta-\theta) + B\sin\beta\left[tg\ \phi_{oc} - (1-2A)\frac{1}{\cos\phi_{oc}}\right] - \frac{u_o a}{W}}{\sin\beta + k\cos(\beta-\theta)}$$

avec $\phi_{oc} = \text{Arc tg}\left(\frac{tg\phi'}{F_o}\right)$

3. Détermination de l'accélération critique

Elle est définie comme étant l'accélération qui, appliquée au bloc, amène l'équilibre limite. Cela implique $F_d = 1$ lorsque $k = k_c$. On obtient

$$k_c = \frac{\cos\beta + B\sin\beta\left[tg\phi_{oc} - (1-2A)\frac{1}{\cos\phi_{oc}}\right] - P\sin\beta - \frac{u_o a}{W}}{(1-B)\sin(\beta-\theta) + P\cos(\beta-\theta)}$$

où $P = \frac{1}{tg\phi'} + B\ tg\phi' - B(1-2A)\frac{1}{\cos\phi'}$

Les résultats montrent que le facteur de sécurité F_d diminue de F_o à 1 lorsque k augmente de 0 à la valeur critique k_c. Ces variations sont pratiquement indépendantes de θ et l'on adoptera dans les calculs de stabilité une accélération horizontale.

En effet, dans le cas d'une pression interstitielle nulle le coefficient k_c a pour valeur

$$k_c = \frac{\sin(\phi' - \beta)}{\cos(\theta + \phi' - \beta)}$$

c'est-à-dire

$$k_c = \frac{tg(\phi' - \beta)}{\cos\theta - \sin\theta\ tg(\phi' - \beta)}$$

avec $tg(\phi' - \beta) = k_{co}$ accélération critique pour une accélération d'entrainement horizontale ($\theta = 0$) dans un milieu pulvérulent (fig. H.23)

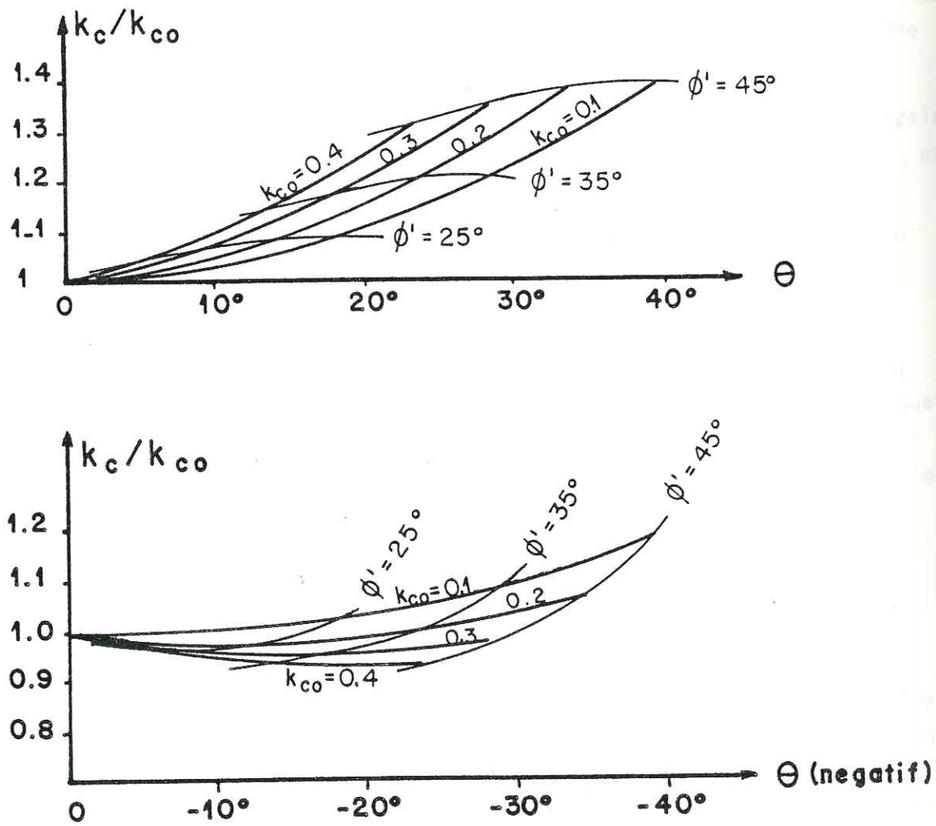


Figure H.23 - Influence de l'inclinaison de l'accélération d'entrainement sur la valeur de l'accélération critique

4. Calcul des déplacements

Lorsque l'accélération d'entrainement due au séisme dépasse la valeur critique $\gamma_c = k_c.g$, on estime que l'on a atteint l'état de rupture ; le bloc va donc glisser le long de la surface et redeviendra stable après une phase de décélération qui suivra la fin de la sollicitation sismique.

Sarma indique que le déplacement dépend de la magnitude et de la durée de l'accélération du séisme mais ne donne aucune indication quant à la valeur des paramètres à entrer dans le calcul pour en tenir compte.

Si on fait l'hypothèse que la pression interstitielle ne varie pas pendant le mouvement et reste égale à la valeur $\vec{u}_c$ correspondant à la valeur à l'équilibre limite, c'est-à-dire avec l'accélération critique $\vec{\gamma}_c$, on vérifie l'équation suivante

$$\vec{R} + \vec{W} + \vec{u}_c.a = \frac{W}{g}\,\vec{\gamma}_c$$

L'équation du mouvement du bloc s'écrit alors

$$\vec{R}' + \vec{W} + \vec{u}_c.a = \frac{W}{g}(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r)$$

En éliminant les valeurs de R et R' par une projection sur un axe qui leur est perpendiculaire, on en déduit d'une part la valeur de u_c :

$$u_c = \frac{W}{a}\left[(\cos\beta - k_c \sin\beta) - (\sin\beta + k_c \cos\beta)\frac{1}{tg\phi'}\right]$$

d'autre part l'équation du mouvement

$$\gamma_r = (\gamma_e - \gamma_c)\,\frac{\cos(\phi-\beta)}{\cos\phi'}$$

soit avec les notations de Sarma :

$$\frac{d^2x}{dt^2} = g \frac{\cos(\beta - \phi')}{\cos\phi'} (k - k_c)$$

où $x(t)$, $\frac{dx}{dt}$, $\frac{d^2x}{dt^2}$ représentent respectivement le déplacement le long de la pente, la vitesse et l'accélération relatives le long de cette pente pour un axe x orienté dans le sens du mouvement.

La solution de cette équation dépend des variations de k dans le temps. Plusieurs formes de pulsation représentant k(t) ont été retenues par Sarma pour effectuer le calcul d'intégration et déterminer le déplacement maximal (fig. H.24)

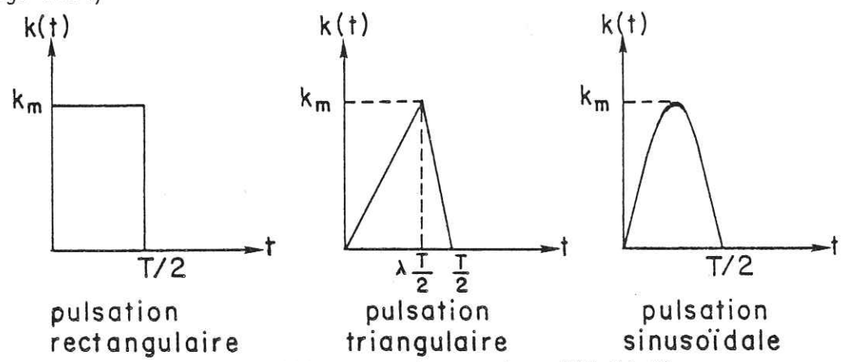


Figure H.24 - Différentes formes de sollicitation

Pour une pulsation rectangulaire de durée $\frac{T}{2}$ et d'amplitude k_m la solution de l'équation différentielle s'écrit

$$\frac{4x_m}{k_m g T^2} \frac{\cos\phi'}{\cos(\beta-\phi')} = \frac{1}{2}\left(\frac{k_m}{k_c} - 1\right)$$

où x_m représente le déplacement total.

Pour une pulsation triangulaire de durée $\frac{T}{2}$ et d'amplitude maximale k_m cette solution devient :

$$\frac{4x_m}{k_m g T^2} \left(\frac{\cos\phi'}{\cos(\beta-\phi')}\right) = \frac{1}{24} \frac{4\left(1-\frac{k_c}{k_m}\right)\left(1-\lambda\frac{k_c}{k_m}\right) - \left[1-\lambda\left(\frac{k_c}{k_m}\right)^2\right]}{\frac{k_c}{k_m}}$$

si $0 < \frac{k_c}{k_m} \leqslant \frac{1-\sqrt{1-\lambda}}{\lambda}$

$$\frac{4x_m}{k_m g T^2} \left(\frac{\cos\phi'}{\cos(\beta-\phi')}\right) = \frac{1}{6}\left(1-\frac{k_c}{k_m}\right)^3 \left(2 + 2\sqrt{1-\lambda} - \lambda\right) \text{ si } \frac{1-\sqrt{1-\lambda}}{\lambda} \leqslant \frac{k_c}{k_m} \leqslant 1$$

Pour une pulsation demi sinusoïdale de durée $\frac{T}{2}$ et d'amplitude maximale k_m la solution s'écrit

$$\frac{4x_m}{k_m g T^2} \frac{\cos\phi'}{\cos(\beta-\phi')} = \frac{1}{\pi^2}\left[\frac{k_c}{k_m} + \alpha - \pi + \frac{\cos^2\frac{\alpha}{2}}{\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}}\right] \quad \text{avec } \alpha = \operatorname{Arc}\sin\frac{k_c}{k_m}$$

et $0 \leqslant \frac{k_c}{k_m} \leqslant 0{,}725$

$$= \frac{\left(\frac{k_c}{k_m} - \sin q\right)^2}{2\pi^2 \frac{k_c}{k_m}} \quad \text{avec } q \text{ vérifiant } q = \alpha + \frac{k_c}{k_m}(\cos\alpha - \cos q)$$

et $0{,}725 \leqslant \frac{k_c}{k_m} \leqslant 1$

La figure H.25 représente les courbes et les valeurs réelles trouvées et calculées par Sarma.

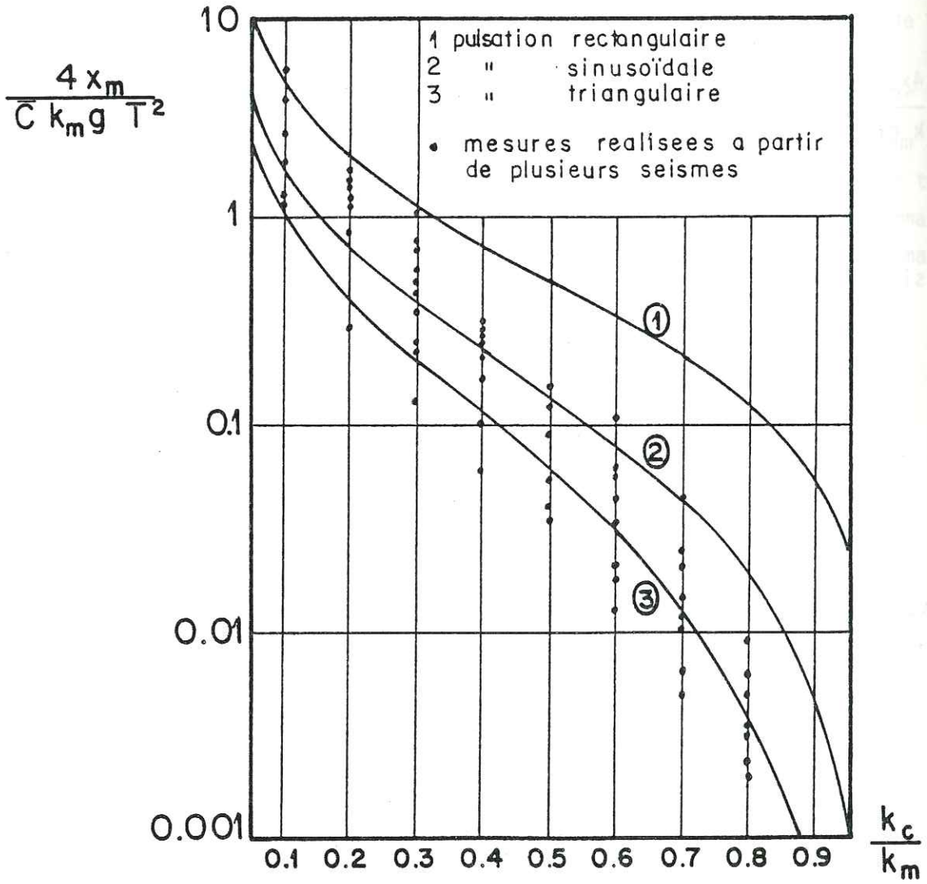


Figure H.25

La comparaison des résultats des études théoriques avec des mesures réelles permet donc de penser qu'il est possible d'estimer le déplacement d'un bloc en glissement soumis à un séisme en utilisant une pulsation rectangulaire si $k_c/k_m < 0,3$, une pulsation sinusoïdale si $0,3 \leqslant k_c/k_m \leqslant 0,8$ et une pulsation triangulaire si $k_c/k_m > 0,8$.

5. Application pratique de la méthode

Soit un barrage homogène $C' = 17$ kPa $\phi' = 37,4°$, $\gamma = 22,8$ kN/m^3 hauteur 30 m, pente 2,5 : 1. Surface de glissement inclinée de 14,5°. Accélération critique $k_c g = 0,2$ g.

Pour obtenir k_m, on soumet ce barrage au séisme d'El Centro dont l'accélération maximale du terrain est de 0,5 g et la période prédominante de 0,5 s.

Si la période du barrage est de 0,25 s et la vitesse des ondes S de 350 m/s le coefficient d'amplification pour la surface choisie est de 1,8 (Ambraseys et Sarma, 1967) d'où $k_m g = 0,9$ g alors

$\frac{k_c}{k_m} = 0,22$; on utilise la pulsation rectangulaire qui donne $x_m = 1,10$ m

VI AUTRES METHODES PUBLIEES

1. Méthode de calcul de Shieh et Huang |6|

Pour déterminer la déformation permanente des barrages en terre soumis aux séismes, ces auteurs proposent une méthode basée sur l'analyse dynamique des spectres de réponse par une technique d'intégration pas à pas. On suppose que la rupture se produit sur une surface de glissement bien définie, que le matériau est parfaitement élastique avant la rupture et qu'il devient parfaitement plastique à partir de l'accélération critique.

A partir de l'équation du mouvement d'un système à 1 degré de liberté à amortissement visqueux :

$$\ddot{X}_t + 2\lambda\omega\dot{X}_t + \omega^2 X_t = u_g(t)$$

où X_t = déplacement relatif du système par rapport à sa base
λ = rapport d'amortissement
u_g = mouvement du terrain

en coordination avec les hypothèses suivantes : l'accélération est linéaire dans un intervalle de temps Δt (ce qui mène à une variation parabolique de la vitesse et cubique du déplacement pendant Δt), les auteurs obtiennent les équations suivantes :

$$\ddot{X}_t = F(\ddot{u}_g(t) - 2\lambda\omega a - \omega^2 b)$$

$$\dot{X}_t = a + \frac{\Delta t}{2}\ddot{X}_t$$

$$X_t = b + \frac{\Delta t^2}{6}\ddot{X}_t$$

où $F = (1 + \frac{\Delta t}{2}(2\lambda\omega) + \frac{\Delta t^2}{6}\omega^2)^{-1}$

$$a = \dot{X}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t}{2}\ddot{X}_{t-\Delta t}$$

$$b = X_{t-\Delta t} + \Delta t\,\dot{X}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{3}\ddot{X}_{t-\Delta t}$$

La résolution se fait ainsi :

On se donne les conditions initiales du problème : déplacement X_o et vitesse $\dot{X}_o$. Alors $\ddot{X}_o = \ddot{u}_g(o) - 2\lambda\omega\dot{X}_o - \omega^2 X_o$

La réponse du système s'obtient par intégration pas à pas des trois équations ci-dessus.

Les étapes de base de calcul sont :

- détermination de l'accélération critique à partir des méthodes pseudostatiques,
- détermination de l'accélération moyenne maximale de la masse en glissement k_m comme par la méthode de Seed Makdisi |3|,
- développement des courbes spectrales d'accélération et de déplacement à partir de l'intégration pas à pas, pour un enregistrement sismique choisi en fonction du site de barrage.

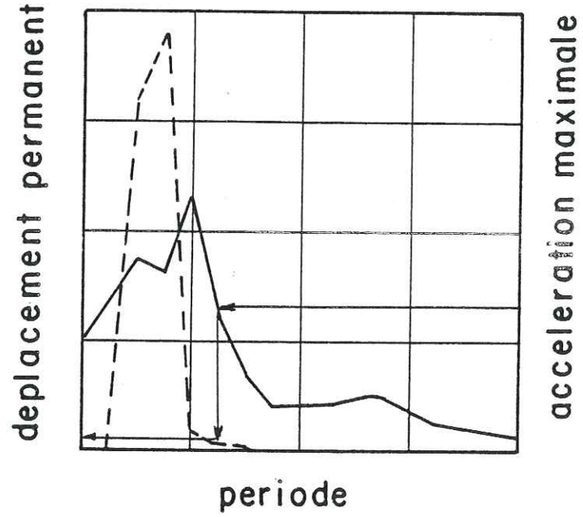


Figure H.26

On trace sur ce graphe une ligne horizontale de k_m jusqu'à son intersection avec la courbe du spectre d'accélération puis une verticale jusqu'à l'intersection avec la courbe de déplacement.

2. Méthode de calcul de Von Thun et Harris |8|

Cette méthode est aussi basée sur le concept de Newmark, à savoir le glissement d'un bloc. Cependant elle essaie de rendre compte de la variation dans le temps de l'accélération critique et de l'accélération sismique d'entrainement. C'est une méthode qui se veut complémentaire des méthodes simplifiées générales (Newmark, Makdisi-Seed) dans le sens où elle s'applique à un barrage sur un site particulier et procure une analyse individualisée détaillée nécessaire dans des régions comme la Californie.

La méthode conserve les hypothèses de Newmark :

- Les plans de glissement existent ou se développent à l'intérieur de la masse pendant la secousse sismique.
- Le matériau en glissement est considéré comme ayant un comportement rigide-plastique.

On peut alors utiliser l'équilibre limite et le concept de calcul incrémental du déplacement permanent chaque fois que l'accélération sismique d'entraînement prend des valeurs suffisamment grandes pour dépasser l'état d'équilibre limite, c'est-à-dire quand l'accélération relative est non nulle. C'est une méthode d'une grande souplesse puisqu'elle permet de prendre en compte les variations en fonction du temps des forces d'inertie horizontale et verticale, de la pression interstitielle, des forces hydrodynamiques, de la résistance au cisaillement ou de tout autre facteur qui peut affecter la résistance du plan de glissement. Bien que nous soyons limités actuellement dans la connaissance des pressions interstitielles dynamiques, des effets sur la résistance du plan de glissement et de certains autres facteurs, la formulation générale permet d'examiner les effets potentiels de ces variations agissant isolément ou simultanément.

a) facteur de sécurité statique

Il est calculé pour une surface de rupture donnée par l'analyse à l'équilibre limite. Il est tel que

$$F = \frac{tg\ \phi}{tg\ \phi_c}$$

b) les accélérations sismiques

On appelle excès de résistance mobilisable, la résistance au cisaillement disponible après avoir pris en compte les forces tendant à provoquer l'instabilité.

La méthode d'analyse est applicable à des surfaces de rupture de forme quelconque, cependant, en dehors des plans, les calculs se compliquent rapidement. Dans la plupart des problèmes on ne fait qu'une estimation de la variation dans le temps de la résistance mobilisable. L'hypothèse servant à ces approximations est que le modèle général de distribution des forces existant en statique existe aussi pendant les charges dynamiques.

Il y a mouvement lorsque les forces induites par les accélérations sismiques se combinent pour rendre négatif l'excès de résistance mobilisable.

Cette force, qui continue de varier avec le temps, peut s'exprimer par une accélération qui représente l'accélération relative entre le corps principal du barrage et la masse en glissement.

c) calcul des déplacements

Il se calcule par une double intégration de l'accélération relative qui s'écrit

$$A(T) = \left[A_H(T)-A_H(T_o)\right] g(\cos\beta + \sin\beta\ tg\phi) + \left[A_V(T)-A_V(T_o)\right] g(-\sin\beta + \cos\beta\ tg\phi)$$

Elle est calculée pour chaque pas de temps avec une variation linéaire entre deux pas.

$$A(t) = A(T) + \left[\frac{A(T) + A(T + \Delta T)}{\Delta T}\right] t$$

où T est le temps total écoulé

ΔT intervalle uniforme entre 2 pas de temps $0 \leqslant t \leqslant \Delta T$

L'intégration de l'accélération entre 2 pas de temps donne la variation de vitesse relative

$$V(t) = V(T) + \int_0^t A(t)\, dt$$

La vitesse relative à la fin de l'intervalle de temps ($t = \Delta T$) est

$$V(T + \Delta T) = V(T) + \left[A(T) + A(T + \Delta T)\right] \frac{\Delta T}{2}$$

qui par intégration donne la variation du déplacement

$$U(t) = U(T) + \int_0^t V(t)\, dt$$

Le déplacement relatif à la fin de l'intervalle est

$$U(T + \Delta T) = U(T) + V(T)\, \Delta T + \left[2A(T) + A(T + \Delta T)\right] \frac{\Delta T^2}{6}$$

Le déplacement relatif s'arrête lorsque la vitesse relative s'annule et il est égal à la somme des déplacements pour chaque cycle.

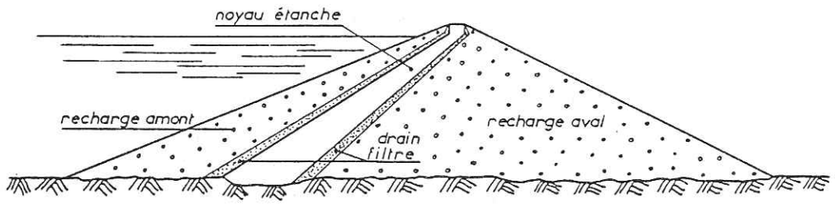
VII CONCLUSIONS SUR LA BIBLIOGRAPHIE

Les méthodes présentées font toutes certaines hypothèses simplificatrices et permettent de faire varier un nombre de paramètres plus ou moins important.

On peut remarquer que si ces méthodes utilisent des techniques numériques parfois très sophistiquées pour le calcul des déplacements, elles utilisent toujours l'hypothèse du bloc rigide et de l'accélération critique, cette dernière étant d'ailleurs calculée à partir des classiques méthodes pseudostatiques qui font appel aux hypothèses traditionnelles de l'analyse de stabilité des pentes.

Peut-on vraiment employer des techniques plus raffinées ? Il faut voir que les déplacements d'un barrage soumis à un séisme dépendent de nombreux paramètres qui sont souvent peu, voire même très mal connus comme par exemple les propriétés géotechniques des matériaux (angle de frottement : triaxial, boîte de cisaillement, statique, dynamique...) ou l'enregistrement sismique (normalisé ?, avec quelle accélération, quelle durée, quelle période prédominante...) et nous pensons qu'il n'est pas utile de disposer d'une méthode qui soit trop précise par rapport aux données que nous possédons actuellement.

Nous nous contenterons d'estimer les déplacements du parement d'un barrage lorsqu'il glisse sur son noyau argileux incliné et ceux d'un simple talus incliné lorsque le cercle de glissement est situé en pied.



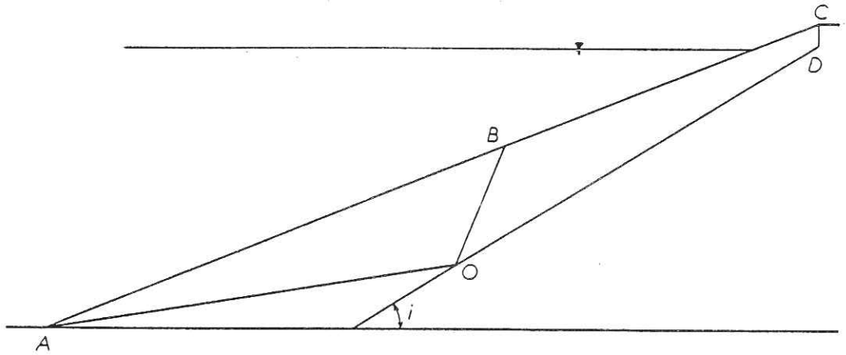


Figure H.27 - *Coupe schématique d'un barrage à noyau argileux incliné et schéma des blocs à la rupture*

VIII APPLICATION DE LA METHODE DES BLOCS AU CALCUL DES DEPLACEMENTS D'UN BARRAGE A NOYAU ARGILEUX INCLINE

1. Ouvrages concernés par cette méthode

Ce sont les barrages ou les remblais à faible pente comportant une partie centrale en argile inclinée et un parement en matériaux purement frottants (fig. H.27). Ainsi d'après Seed et Sultan la rupture se fait en deux blocs (voir chapitre F. pour le calcul du coefficient de sécurité).

2. Descriptif de la méthode

En accord avec le concept de Newmark nous allons essayer d'adapter les calculs de Sarma à l'ensemble des deux blocs en glissement. Pour simplifier les calculs et puisque leur variation lors de charges cycliques est encore mal connue, nous ne prendrons pas en compte les pressionsinterstitielles.

Nous commencerons par calculer l'accélération critique puis le déplacement du bloc supérieur le long de la pente du noyau argileux par une double intégration.

3. Calcul de l'accélération critique

Nous gardons ici la même définition que Newmark : l'accélération critique est l'accélération sismique d'entrainement qui conduit à un facteur de sécurité de 1.

En faisant F = 1 dans l'équation du 3ème degré figurant chapitre F., on trouve l'expression de $k_c = \frac{\gamma c}{g}$:

$$k_c = \frac{[(1-tg^2\phi)\cos(\delta+\alpha) + 2tg\phi\sin(\delta+\alpha)]\,(CL-W_1\sin\theta) + W_2[tg^2\phi\cos\alpha\sin(\delta+\theta)+tg\phi\cos(\alpha+\delta+\theta)-\sin\alpha\cos(\delta+\theta)]}{[(1-tg^2\phi)\cos(\delta+\alpha) + 2tg\phi\sin(\delta+\alpha)]\,W_1\cos\theta + W_2[tg^2\phi\sin\alpha\sin(\delta+\theta)+tg\phi\sin(\alpha+\delta+\theta)+\cos\alpha\cos(\delta+\theta)]}$$

où ϕ est l'angle de frottement du matériau du parement

C la cohésion du noyau

$\alpha, \delta, \theta, L$, sont les variables géométriques définies sur la figure H.28 (α, δ, et L dépendent de F)

W_1 poids du bloc supérieur

W_2 poids du bloc inférieur

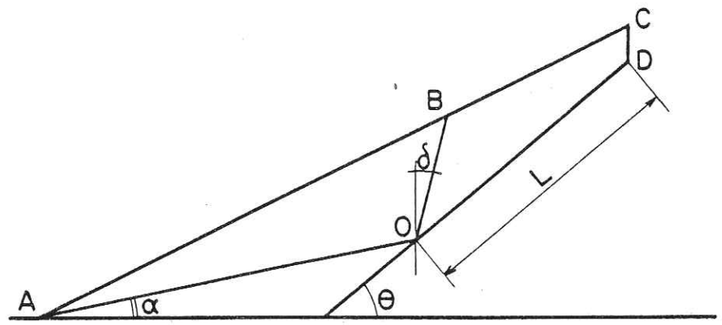


Figure H.28 - Paramètres géométriques intervenant dans le calcul

après simplification l'expression de k_c devient

$$k_c = \frac{(CL - W_1 \sin\theta)\cos(\alpha + \delta - 2\phi) + W_2 \cos(\theta + \delta - \phi)\sin(\phi - \alpha)}{W_1 \cos\theta \cos(\alpha + \delta - 2\phi) + W_2 \cos(\alpha - \phi)\cos(\theta + \delta - \phi)}$$

Les valeurs de L, α, δ et donc de W_1 et W_2 sont celles donnant un facteur de sécurité de 1.

La méthode se conduit de la façon suivante : on se donne une valeur de k et on fait varier les valeurs de L, α, et δ pour minimiser la valeur du facteur de sécurité.

Le coefficient k_c est celui qui permet de trouver des valeurs de L, α, et δ qui donnent F = 1 pour valeur minimale.

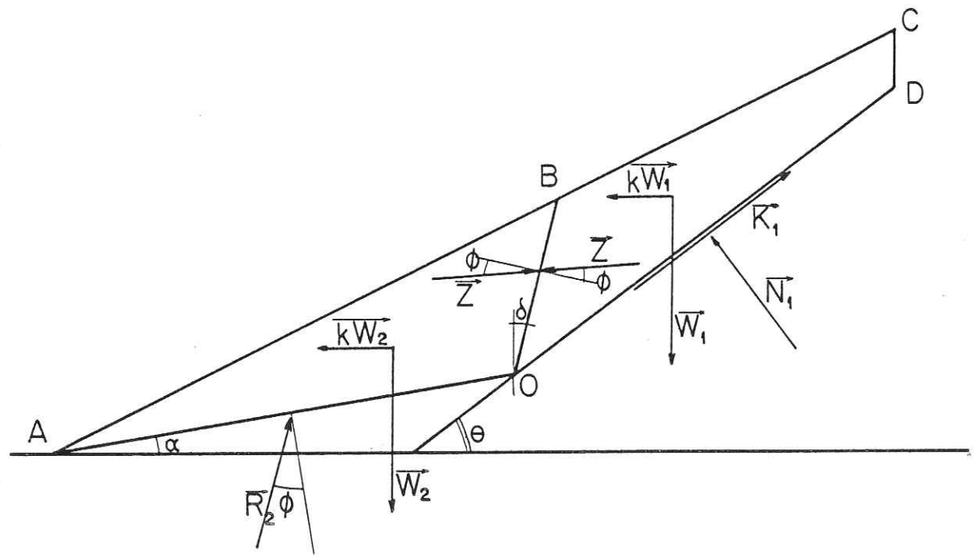


Figure H.29 - Schéma des forces agissant sur les blocs

4. Calcul des déplacements : équation du mouvement

Les forces en présence sont représentées sur la fig. H.29

L'équation vectorielle régissant le mouvement du bloc supérieur s'écrit

$\vec{W}_1 + \vec{N}_1 + \vec{K}_1 + \vec{Z} = m_1(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_{r1})$ d'où en posant $\vec{k} = -\frac{\vec{\gamma}e}{g}$ et $\vec{\gamma}_1 = \vec{\gamma}_{r1}$

$\vec{W}_1 + k\vec{W}_1 + \vec{N}_1 + \vec{K}_1 + \vec{Z} = m_1\vec{\gamma}_1$

soit en projection sur la ligne de glissement de ce bloc (θ sur l'horizontale) :

$W_1 \sin\theta + kW_1 \cos\theta - K_1 - Z \cos(\theta + \delta - \phi) = m_1 \ddot{x}_1$

et sur la perpendiculaire

$- W_1 \cos\theta + kW_1 \sin\theta + N_1 - Z \sin(\theta + \delta - \phi) = 0$

En effet on suppose qu'il n'y a pas décollement du bloc supérieur du noyau, donc l'accélération, la vitesse et le déplacement sur la perpendiculaire à la ligne de glissement sont nuls.

L'équation vectorielle régissant le mouvement du bloc inférieur est

$\vec{W}_2 + \vec{R} + \vec{Z} = m_2(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_{r2})$ soit en posant $k = \frac{-\gamma e}{g}$ et $\gamma_{r2} = \gamma_r$

$\vec{W}_2 + k\vec{W}_2 + \vec{R} + \vec{Z} = m_2 \vec{\gamma}_2$

soit en projection sur la ligne de glissement de ce bloc (α sur l'horizontale) :

$kW_2 \cos\alpha + W_2 \sin\alpha - R \sin\phi + Z \cos(\alpha + \delta - \phi) = m_2 \ddot{x}_2$

et sur la perpendiculaire

$kW_2 \cos\alpha + W_2 \cos\alpha + R \cos\phi + Z \sin(\alpha + \delta - \phi) = 0$

Nous avons un système linéaire de 4 équations à 5 inconnues qui sont Z, R, N, $\ddot{x}_1$ et $\ddot{x}_2$.

Relation entre $\ddot{x}_1$ et $\ddot{x}_2$

On impose une cinématique au système en supposant que les deux blocs restent en contact et il suffit d'écrire la continuité de la vitesse normale à la discontinuité (fig. H.30)

$V_1 \cos(\theta + \delta) = V_2 \cos(\alpha + \delta)$

puis de dériver

$\ddot{x}_1 \cos(\theta + \delta) = \ddot{x}_2 \cos(\alpha + \delta)$

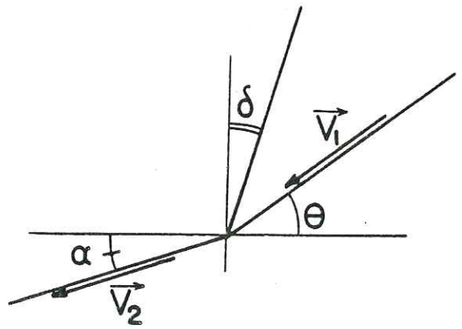


Figure H.30

On trouve cette même relation par les déplacements (fig. H.31)
Dans le triangle ABC on a la relation

$$\frac{x_1}{\sin(\frac{\pi}{2} + \delta + \alpha)} = \frac{x_2}{\sin(\frac{\pi}{2} - \delta - \theta)}$$

soit en dérivant deux fois

$\ddot{x}_1 \cos(\delta + \theta) = \ddot{x}_2 \cos(\delta + \alpha)$

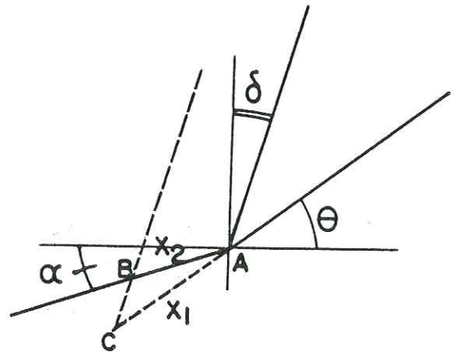


Figure H.31

En remplaçant K_1 par sa valeur = CL et en éliminant $\ddot{x}_2$ il nous reste un système linéaire de 4 équations à 4 inconnues : $\ddot{x}_1$, Z, R, N_1

$$\begin{cases} \dfrac{W_1}{g}\ddot{x}_1 + Z\cos(\theta+\delta-\phi) = W_1(\sin\theta + k\cos\theta) - CL \\[2ex] \dfrac{W_2}{g}\ddot{x}_1 \dfrac{\cos(\delta+\theta)}{\cos(\delta+\alpha)} - Z\cos(\alpha+\delta-\phi) + R\sin\phi = W_2(\sin\alpha + k\cos\alpha) \\[2ex] Z\sin(\theta+\delta-\phi) - N_1 = W_1(-\cos\theta + k\sin\theta) \\ Z\sin(\alpha+\delta-\phi) + R\cos\phi = W_2(\cos\alpha - k\sin\alpha) \end{cases}$$

qui peut se mettre sous la forme matricielle

$$\begin{bmatrix} \dfrac{W_2}{g}\dfrac{\cos(\delta+\theta)}{\cos(\delta+\alpha)} & -\cos(\alpha+\delta-\phi) & \sin\phi & 0 \\[2ex] \dfrac{W_1}{g} & \cos(\theta+\delta-\phi) & 0 & 0 \\[2ex] 0 & \sin(\theta+\delta-\phi) & 0 & -1 \\[2ex] 0 & \sin(\alpha+\delta-\phi) & \cos\phi & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ Z \\ R \\ N_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} W_2(\sin\alpha + k\cos\alpha) \\[2ex] W_1(\sin\theta + k\cos\theta) - CL \\[2ex] W_1(-\cos\theta + k\sin\theta) \\[2ex] W_2(\cos\alpha - k\sin\alpha) \end{bmatrix}$$

Après résolution du système on arrive à l'équation du mouvement suivante :

$$\frac{W_1\cos(\alpha+\delta-2\phi) + W_2\cos\phi\ \cos(\theta+\delta-\phi)\dfrac{\cos(\delta+\theta)}{\cos(\delta+\alpha)}}{g} = \ddot{x}_1$$

$$W_1(\sin\theta + k\cos\theta)\cos(\alpha+\delta-2\phi) + W_2\cos(\theta+\delta-\phi)\left[\sin(\alpha-\phi) + k\cos(\alpha-\phi)\right] - CL\cos(\alpha+\delta-2\phi)$$

Cette équation se met sous la forme :

$$\ddot{x}_1 = g\left(\frac{W_1\cos\theta\cos(\alpha+\delta-2\phi) + W_2\cos(\theta+\delta-\phi)\cos(\alpha-\phi)}{W_1\cos(\alpha+\delta-2\phi) + W_2\cos\phi\cos(\theta+\delta-\phi)\dfrac{\cos(\delta+\theta)}{\cos(\delta+\alpha)}}\right)[k - k_c]$$

où k_c est l'accélération critique précédemment calculée

En appelant $C_1 = \dfrac{W_1\cos\theta\cos(\alpha+\delta-2\phi) + W_2\cos(\theta+\delta-\phi)\cos(\alpha-\phi)}{W_1\cos(\alpha+\delta-2\phi) + W_2\cos\phi\cos(\theta+\delta-\phi)\dfrac{\cos(\delta+\theta)}{\cos(\delta+\alpha)}}$

L'équation du mouvement s'écrit alors :

$$\ddot{x}_1 = gC_1(k-k_c)$$

Elle a la même forme que celle donnée par Sarma pour le glissement d'un bloc seul. D'ailleurs en faisant $W_1 = 0$, $\delta = 0$, $\theta=\alpha$, $C = 0$ on trouve

$$\ddot{x} = g\,\frac{\cos(\phi-\alpha)}{\cos\phi}(k - k_c) \qquad \text{avec } k_c = tg(\phi-\alpha)$$

qui sont les équations et valeurs données par Sarma.

5. Résolution de l'équation du mouvement

Pour résoudre l'équation du mouvement du bloc supérieur le long du noyau il faut connaître la variation de k dans le temps. Les calculs détaillés figurant dans l'Annexe 3, nous rappelons ici les résultats obtenus pour différentes formes de l'accélération d'entrainement.

On calcule ainsi

$$\frac{x_m}{C_1\, g\, t_o^2\, k_m} = U \quad \text{appelé déplacement normalisé}$$

où t_o est la demi-période prédominante du séisme, et x_m le déplacement permanent résultant de la sollicitation considérée.

Tableau 18

Pulsation rectangulaire

$$U = \frac{1}{2}\left(\frac{k_m}{k_c} - 1\right) \qquad \text{pour } 0 < \frac{k_c}{k_m} < 1$$

Cycle rectangulaire

$$U = \frac{1 - \frac{k_c}{k_m}}{1 + \frac{k_c}{k_m}} \qquad \text{pour } 0 < \frac{k_c}{k_m} < 1$$

Pulsation sinusoïdale

$$\text{Si } 0 < \frac{k_c}{k_m} \leq 0{,}725 \qquad U = \frac{1}{\pi^2}\left(\frac{k_c}{k_m} + \varepsilon - \pi + \frac{\cos^2(\varepsilon/2)}{tg(\varepsilon/2)}\right)$$

avec $\varepsilon = \text{Arc sin}\,\frac{k_c}{k_m}$

$$\text{Si } 0{,}725 < \frac{k_c}{k_m} < 1 \qquad U = \frac{1}{2\pi^2}\,\frac{k_m}{k_c}\left(\frac{k_c}{k_m} - \sin q\right)^2$$

pour q vérifiant $q = \varepsilon + \frac{k_m}{k_c}(\cos\varepsilon - \cos q)$

Cycle sinusoïdal

$$U = \frac{1}{2\pi^2}\,\frac{k_m}{k_c}\left(\frac{k_c}{k_m} - \sin q\right)^2 \qquad \text{pour } 0 < \frac{k_c}{k_m} < 1$$

avec q vérifiant $q = \varepsilon + \frac{k_m}{k_c}(\cos\varepsilon - \cos q)$

Pulsation triangulaire

pour $0 < \frac{k_c}{k_m} \leq 2-\sqrt{2}$ $(\simeq 0{,}586)$

$$U = \frac{1}{8}\,\frac{k_m}{k_c} - \frac{1}{4} + \frac{1}{8}\,\frac{k_c}{k_m} - \frac{1}{96}\left(\frac{k_c}{k_m}\right)^3$$

pour $2-\sqrt{2} \leq \frac{k_c}{k_m} < 1$

$$U = \frac{3 + 2\sqrt{2}}{12}\left(1 - \frac{k_c}{k_m}\right)^3$$

Cycle triangulaire

pour $0 < \frac{k_c}{k_m} \leq 3-2\sqrt{2}$ $(\simeq 0{,}172)$

$$U = \frac{1}{2} - 2\frac{k_c}{k_m} - \frac{1}{2}\,\frac{k_c^2}{k_m^2} + \frac{1}{6}\,\frac{k_c}{k_m}\left(8 + \frac{k_c}{k_m}\right)\sqrt{2\,\frac{k_c}{k_m}}$$

pour $3 - 2\sqrt{2} \leq \frac{k_c}{k_m} < 1$

$$U = \frac{3 + 2\sqrt{2}}{12}\left(1 - \frac{k_c}{k_m}\right)^3$$

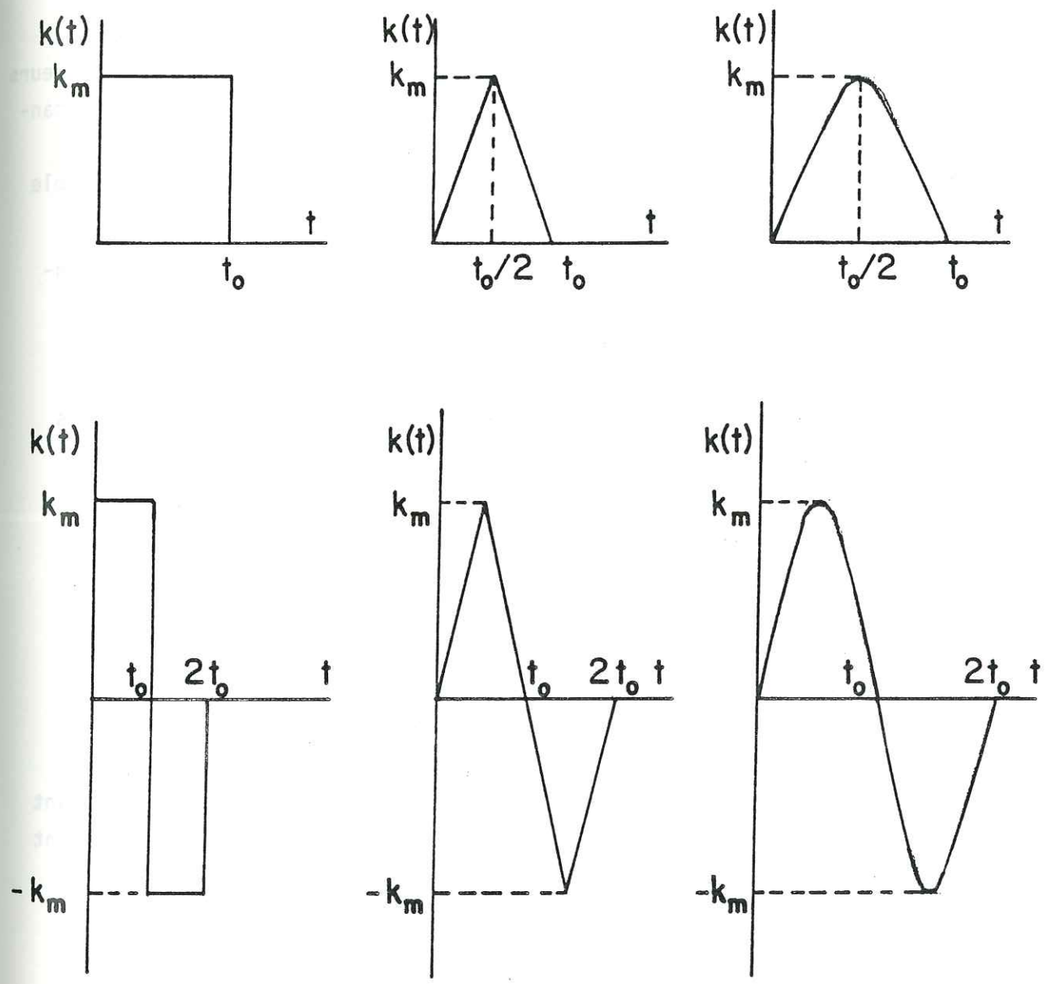


Figure H.32

Il est important de rappeler que dans le cas d'une sollicitation cyclique et quelle qu'en soit la forme (rectangulaire, sinusoïdale ou triangulaire) la durée du mouvement reste toujours inférieure à la durée $2t_0$ de la sollicitation.

6. Calcul du déplacement permanent total

Dans une première approche simplifiée, on peut tenter comme l'a d'ailleurs fait Sarma, de représenter l'action d'un séisme par celle d'une pulsation rectangulaire, sinusoïdale ou trangulaire qui donnerait un déplacement équivalent.
En comparant les résultats des calculs et des mesures réelles, il semble possible de prendre une pulsation rectangulaire si $\frac{k_c}{k_m} < 0,3$, une pulsation sinusoïdale si $0,3 \leqslant \frac{k_c}{k_m} \leqslant 0,8$ et une pulsation triangulaire si $\frac{k_c}{k_m} > 0,8$.

Cependant, il est évident que l'on peut obtenir de meilleurs résultats en décomposant un accélérogramme de séisme en une suite finie de cycles d'amplitudes et de périodes connues. Puisque l'on sait calculer le déplacement résultant pour un cycle, on pourrait par sommation calculer le déplacement permanent dû à l'accélérogramme étudié. Malheureusement, il semble que dans l'état actuel de nos connaissances cette décomposition de l'accélérogramme ne soit pas encore possible.

Nous avons donc étudié la solution intermédiaire qui consiste à déterminer pour un séisme donné un nombre équivalent de cycles d'amplitude égale à k_m et de période égale à la période prédominante de l'accélérogramme. Le mode de calcul du nombre équivalent de cycles est décrit au paragraphe X. Connaissant le nombre N de cycles, il est alors possible de calculer le déplacement permanent par la relation

$$X_m = N \cdot k_m g \cdot t_o^2 \cdot C_1 \cdot U$$

IX. APPLICATION DE LA METHODE DES BLOCS AU CALCUL DES DEPLACEMENTS D'UN TALUS INCLINE EN RUPTURE CIRCULAIRE

1. Introduction

La méthode des blocs, telle qu'elle a été présentée et employée jusqu'ici, permettait de calculer les déplacements atteints dans une structure en terre soumise à une accélération d'entrainement représentative d'un séisme. Le calcul de ces déplacements se basait sur le principe fondamental de la dynamique, à savoir somme des forces extérieures = $m(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r)$ puis sur la détermination de l'équation du mouvement le long du plan de glissement. Cette équation est une fonction de la géométrie de l'ouvrage, des caractéristiques de la sollicitation sismique. Elle pouvait se mettre sous la forme

$$\gamma_r = g\,\bar{C}\,(k - k_c)$$

Une double intégration par rapport au temps associée à une hypothèse sur la forme de la sollicitation k(t) permettait d'évaluer le déplacement maximal atteint.

Nous présentons ici une adaptation de la méthode des blocs au cas de la rupture circulaire, reposant sur l'application de l'équation fondamentale de la dynamique du solide en rotation.

En un point P quelconque, le principe de la dynamique s'écrit
moment dynamique = somme des moments des forces extérieures

soit $\vec{h}(P) = \Sigma \vec{M}(P)$

Le moment dynamique $\vec{h}$ se calcule facilement en un point fixe ou au centre de gravité. Ici le solide est en rotation autour de C qui n'est pas fixe dans un repère absolu. Soient $\omega\,\vec{w}$ le vecteur rotation et J_G le moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On peut alors écrire

$$\vec{h}(G) = J_G \ddot{\omega} \vec{w}$$

Nous allons écrire le principe de la dynamique en C soit

$$\vec{h}(C) = \Sigma \vec{M}(C)$$

Or $\vec{h}(C) = \vec{h}(G) + \vec{CG} \wedge m\vec{\gamma}_a(G)$ où $\vec{\gamma}_a(G)$ est l'accélération absolue en G

On montre que cette expression vaut

$$\vec{h}(C) = \vec{h}(G) + m\, CG^2 \ddot{\omega}\, \vec{w} + m\, \vec{CG} \wedge \vec{\gamma}(C) = J_c\, \ddot{\omega}\vec{w} + m\, \vec{CG} \wedge \vec{\gamma}(C)$$

d'où en posant $\vec{k} = -\dfrac{\vec{\gamma}e}{g} = \dfrac{\vec{\gamma}(C)}{g}$ et $W = mg$

on obtient

$$J_C\, \ddot{\omega}\, \vec{w} = \Sigma \vec{M}(C) + W.\ \vec{CG} \wedge \vec{k}$$

Comme nous nous donnons a priori que des accélérations d'entrainement sous la forme $\vec{\gamma}_e$, il faut connaître les points d'application des forces pour passer à une formulation de moments. Pour cette raison la méthode utilisée ici est basée sur l'analyse de stabilité des pentes faite par Taylor.

2. Calcul de l'accélération critique

La méthode de Taylor appliquée au calcul parasismique telle qu'elle est présentée chapitre F permet de calculer la variation du facteur de sécurité en fonction du coefficient sismique k.

Par interpolation on peut trouver la valeur k_c du coefficient sismique qui donne un facteur de sécurité de 1, et donc trouver la position et les caractéristiques géométriques du cercle de glissement correspondant.

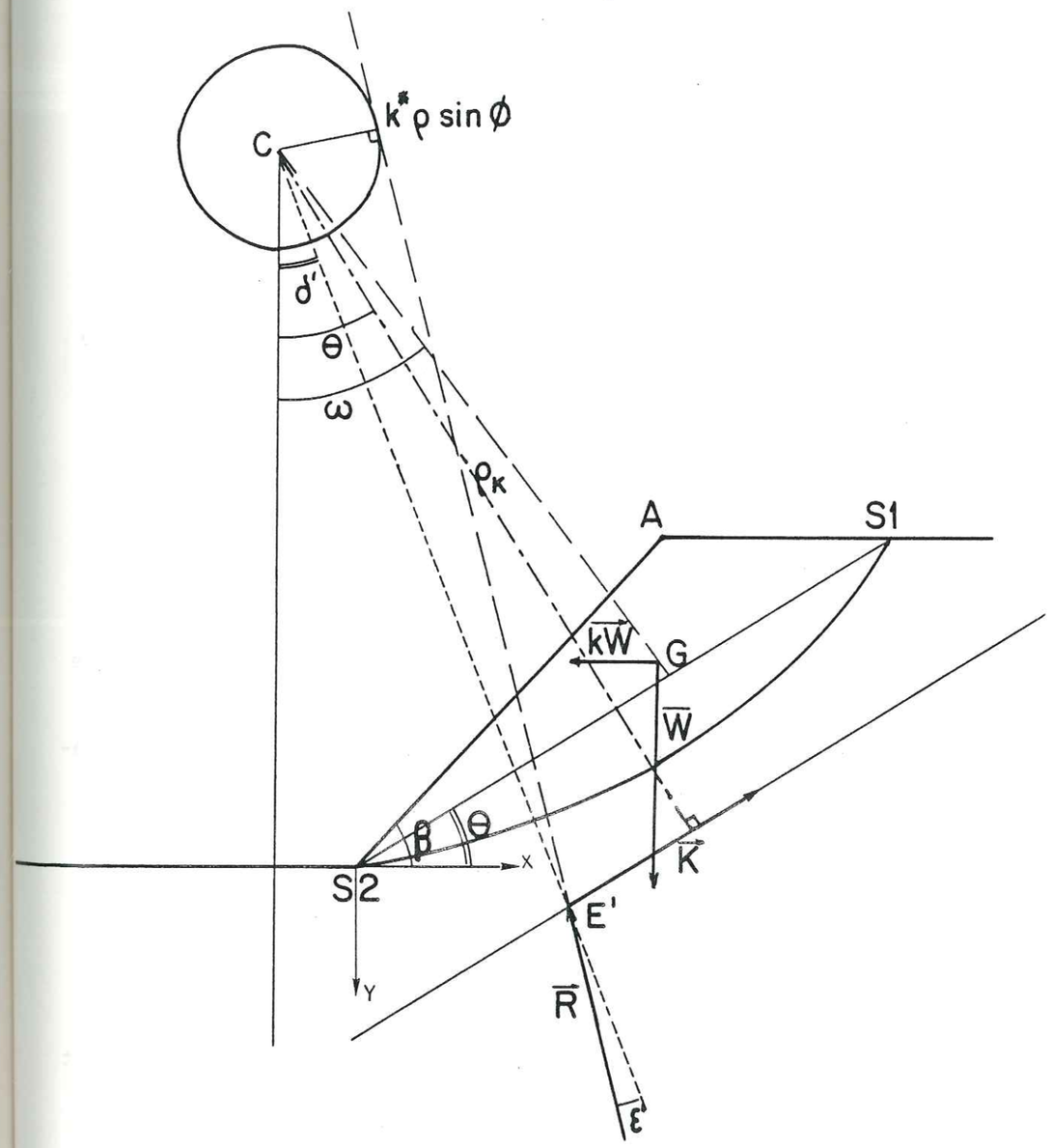


Figure H.33 - Méthode de Taylor pseudostatique

3. Equation du mouvement

Lorsqu'il y a déplacement le facteur de sécurité F est égal à 1 donc la force de cohésion est

$$K = C \times S_1S_2 = C \cdot \frac{H}{\sin\theta}$$

Soit ω l'angle que fait le rayon passant par le centre de gravité G de la portion de talus en glissement avec la verticale (fig. H.33). L'équation du mouvement qui s'écrit ,

somme des moments des forces extérieures $= J\ddot{\omega}$

où $\ddot{\omega}$ est l'accélération relative puisqu'il n'y a pas d'accélération d'entrainement en rotation, peut se mettre sous la forme

$$M_c(\vec{W}) + M_c(\vec{K}) + M_c(\vec{R}) + M_c(\vec{kW}) = J\ddot{\omega}$$

où $M_c(\vec{kW})$ représente le moment par rapport au centre de rotation C de la force d'inertie $\vec{kW}$ induite par l'accélération d'entrainement $\vec{\gamma}_e$.

Soient dans le repère (S_2, x, y) x_G, y_G les coordonnées du centre de gravité point d'application de $\vec{W}$ et $\vec{kW}$, x_c, y_c celles du centre de rotation C, ρ_K et ρ_R les bras de levier des forces $\vec{K}$ et $\vec{R}$.

L'équation du mouvement s'écrit alors

$$(x_G - x_c)\,W - \rho_K K - \rho_R R + (y_G - y_c)kW = J\ddot{\omega}$$

4. Développement de l'équation

Puisqu'il y a glissement sans décollement le long de l'arc S_1S_2, on peut écrire que l'accélération normale relative est nulle le long de la surface de glissement soit en projetant les forces sur un rayon du cercle de glissement passant par G :

$$W\cos\omega - kW\sin\omega + K\sin(\omega-\theta) - R\cos(\omega-(\delta'-\varepsilon')) = 0$$

d'où l'expression de R

$$R = \frac{1}{\cos(\omega-(\delta'-\varepsilon'))}\left[W(\cos\omega - k\sin\omega) + CH\,\frac{\sin(\omega-\theta)}{\sin\theta}\right]$$

D'autre part, connaissant les relations suivantes

$$x_G - x_c = CG\sin\omega$$

$$y_G - y_c = CG\cos\omega$$

$$\rho_K = \frac{\rho\alpha}{2\sin\frac{\alpha}{2}}$$

$$\rho_R = k^*\rho\sin\phi$$

$$K = \frac{CH}{\sin\theta}$$

L'équation du mouvement s'écrit

$$W.CG.\sin\omega + kW.\,CG\cos\omega - \rho_K\frac{C.H}{\sin\theta} - \rho_R R = J\ddot{\omega}$$

soit en développant

$$W\left[CG\cos\omega + \frac{k^*\rho\sin\phi\sin\omega}{\cos(\omega-(\delta'-\varepsilon'))}\right]\left[k - \frac{\rho_K\frac{CH}{\sin\theta} + \frac{k^*\rho\sin\phi}{\cos(\omega-(\delta'-\varepsilon'))}\left[W\cos\omega + \frac{C.H.\sin(\omega-\theta)}{\sin\theta}\right] - W.CG\sin\omega}{W\left[CG\cos\omega + \frac{k^*\rho\sin\phi\sin\omega}{\cos(\omega-(\delta'-\varepsilon'))}\right]}\right] = J\ddot{\omega}$$

Cette expression se met sous la forme

$$W.\ C(\omega)\ [\ k - k_c(\omega)\ ] \ = \ J\ddot{\omega}$$

avec $C(\omega) \ = \ CG\ \cos\omega + \dfrac{k^{*}\rho\ \sin\phi\ \sin\omega}{\cos(\omega-(\delta'-\varepsilon'))}$

et $k_c(\omega) = \dfrac{1}{W.C(\omega)} \left(\rho_K \dfrac{C.H}{\sin\theta} + \dfrac{k^{*}\rho\sin\phi}{\cos(\omega-(\delta'-\varepsilon'))} \left[W\cos\omega + \dfrac{C.H.\sin(\omega-\theta)}{\sin\ \theta} \right] - W.CG\sin\omega \right)$

5. Calcul du moment d'inertie de la partie de talus en glissement

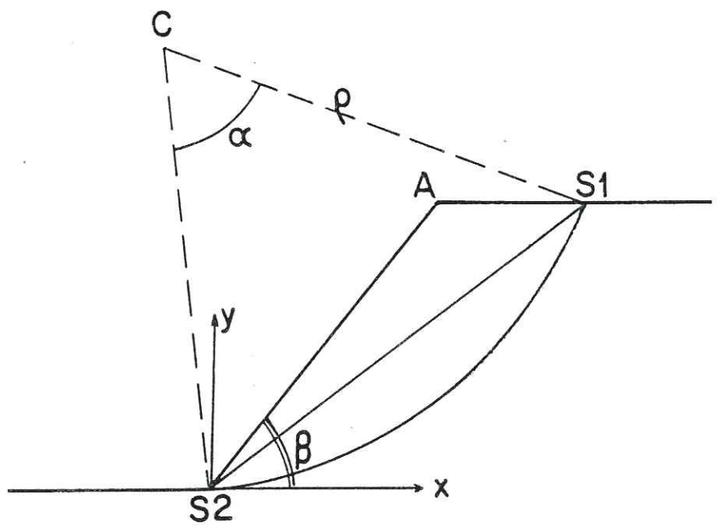


Figure H.34 - Eléments de calcul du moment d'inertie

Le calcul se mène en deux parties (fig. H.34)

- calcul du moment d'inertie du triangle AS_1S_2 par rapport à C
- calcul du moment d'inertie de la calotte $\overset{\frown}{S_1S_2}$

- triangle AS_1S_2 : l'expression du moment d'inertie est

$$I_1 = \frac{1}{2}\ H\left[x_1 - \frac{H}{tg\beta}\right]\left(\frac{1}{6}(x_1^2 + \frac{x_1H}{tg\beta} + \frac{H^2}{tg^2\beta}) + \frac{H^2}{2} + (x_c^2 + y_c^2 - \frac{2}{3}x_c(x_1+\frac{H}{tg\beta}) - \frac{4}{3}\ H.yc)\right)$$

où x_1 est l'abscisse de S_1 dans le repère $(S_2, \vec{x}, \vec{y})$

- calotte circulaire : l'expression du moment d'inertie est

$$I_2 \ = \ \frac{\rho^4}{4}\left(\alpha - \frac{1}{3}\sin\alpha\ .\ (2 + \cos\alpha)\right)$$

On a alors $J = (I_1 + I_2).\gamma$

6. Résolution de l'équation du mouvement

L'équation $W.C(\omega).[k - k_c(\omega)] \ = J\ddot{\omega}$ peut aussi s'écrire

$$C'(\omega).[k - k_c(\omega)] \ = J\ddot{\omega}$$

en posant $C'(\omega) \ = W.C(\omega)$

Faisons une analogie avec l'équation du bloc en glissement plan

$$gC.(k - k_c) = \ddot{x}$$

et essayons d'intégrer de la même façon $\dfrac{C'(\omega)}{J}[k - k_c(\omega)] \ = \ \ddot{\omega}$

On remarque tout d'abord que contrairement au glissement plan l'accélération critique et C' dépendent de ω. Pour pouvoir utiliser les résultats précédents et puisque la survie de l'ouvrage n'autorise que de faibles déformations, on prendra dans un premier temps $\omega = \omega_0$ qui est la valeur obtenue en statique.

Après cette hypothèse l'intégration de l'équation peut se faire de la même manière que lors d'un glissement plan et le déplacement angulaire maximum est donné par les formules du tableau suivant. Comme dans le cas du mouvement de translation, la durée du déplacement, dans le cas d'un cycle (rectangulaire, sinusoïdal ou triangulaire) reste toujours inférieure à la période $2t_0$ de ce cycle.

Tableau 19

Sollicitation	déplacement angulaire normalisé
	$\Omega = \dfrac{J\,\omega_m}{C'(\omega_o)\,t_o^2 k_m}$
Pulsation rectangulaire	$\Omega = \dfrac{1}{2}\left(\dfrac{k_m}{k_c} - 1\right)$
Cycle rectangulaire	$\Omega = \dfrac{1 - k_c/k_m}{1 + k_c/k_m}$
Pulsation sinusoïdale	si $0 < \dfrac{k_c}{k_m} \leqslant 0{,}725$ $\quad \Omega = \dfrac{1}{\pi^2}\left(\dfrac{k_c}{k_m} + \varepsilon - \pi + \dfrac{\cos^2(\varepsilon/2)}{tg(\varepsilon/2)}\right)$
	avec $\varepsilon = \text{Arc sin}\,\dfrac{k_c}{k_m}$
	si $0{,}725 \leqslant \dfrac{k_c}{k_m} < 1$ $\quad \Omega = \dfrac{1}{2\pi^2}\,\dfrac{k_m}{k_c}\left(\dfrac{k_c}{k_m} - \sin q\right)^2$
	pour q vérifiant $q = \varepsilon + \dfrac{k_m}{k_c}(\cos\varepsilon - \cos q)$
Cycle sinusoïdal	$= \dfrac{1}{2\pi^2}\,\dfrac{k_m}{k_c}\left(\dfrac{k_c}{k_m} - \sin q\right)^2$
Pulsation triangulaire	si $0 < \dfrac{k_c}{k_m} \leqslant 2-\sqrt{2}$ $\quad \Omega = \dfrac{1}{8}\,\dfrac{k_m}{k_c} - \dfrac{1}{4} + \dfrac{1}{8}\,\dfrac{k_c}{k_m} - \dfrac{1}{96}\,\dfrac{k_c^3}{k_m^3}$
	si $2-\sqrt{2} \leqslant \dfrac{k_c}{k_m} < 1$ $\quad \Omega = \left(\dfrac{3+2\sqrt{2}}{12}\right)\left(1 - \dfrac{k_c}{k_m}\right)^3$
Cycle triangulaire	si $0 < \dfrac{k_c}{k_m} \leqslant 3-2\sqrt{2}$
	$\Omega = \dfrac{1}{2} - 2\dfrac{k_c}{k_m} - \dfrac{1}{2}\,\dfrac{k^2}{k_m^2} + \dfrac{1}{6}\left(8 + \dfrac{k_c}{k_m}\right)\dfrac{k_c}{k_m}\sqrt{2\,\dfrac{k_c}{k_m}}$
	si $3-2\sqrt{2} \leqslant \dfrac{k_c}{k_m} < 1$
	$\Omega = \left(\dfrac{3+2\sqrt{2}}{12}\right)\left(1 - \dfrac{k_c}{k_m}\right)^3$

La validité de cette hypothèse simplificatrice est confirmée par l'étude numérique des variations de $C'(\omega)$ qui sont faibles dans la gamme de valeurs de ω qui nous intéresse. Quant à $k_c(\omega)$ les valeurs obtenues augmentent quand ω diminue à la suite du glissement du bloc. On peut donc dans un premier temps garder la valeur initiale de k_c qui va donc majorer le déplacement calculé.

Voici l'exemple d'un talus homogène de 15 m de hauteur incliné à 25° sur l'horizontale. Avec un sol de masse volumique 18 kN/m³, de cohésion 10 kPa et d'angle de frottement $\phi = 20°$ on trouve un facteur de sécurité de 1,32.

L'angle initial ω_o est de 23,58°. On peut se contenter de le faire varier jusqu'à 17°, ce qui correspond à un décrochement de 2 m environ incompatible à la bonne tenue de l'ouvrage.

On obtient alors les valeurs suivantes de $C'(\omega)$ et de $k_c(\omega)$

Tableau 20

ω	$C'(\omega)$	$C'(\omega)/C'(\omega_o)$	$k_c(\omega)$
23,58°	37,63	1	0,126
20°	37,43	0,995	0,174
17°	37,19	0,988	0,219

Les variations de $k_c(\omega)$ sont plus importantes que celles de $C'(\omega)$ et il faut en tenir compte si l'on veut faire un calcul précis.

7. Calcul du déplacement permanent

Le déplacement s'obtient directement, une fois la rotation ω_m calculée, par la relation

$|X_m| = \rho.\ \omega_m$ où ρ est le rayon du cercle de glissement.

Si, par une simplification extrême, on représente la sollicitation sismique par une seule et unique pulsation rectangulaire, sinusoïdale ou triangulaire, le déplacement permanent est immédiatement déduit de la formule ci-dessus.

Nous avons voulu, comme dans le cas du barrage à noyau incliné, représenter l'accélérogramme du séisme par un nombre équivalent de cycles d'amplitude égale à k_m et de période égale à la période prédominante de l'accélérogramme réel.

Cette méthode permet d'exécuter un calcul pas à pas puisque le déplacement angulaire ω_{m_i} est calculé pour le cycle i, ce qui permet de calculer la nouvelle position $\omega'_i = \omega_i - \omega_{m_i}$ du centre de gravité de la partie en glissement et donc les nouvelles valeurs de la constante $C'(\omega'_i)$ et de l'accélération critique $k_c(\omega'_i)$. Ce sont ces nouvelles valeurs de C' et de k_c qui serviront au calcul du déplacement angulaire du cycle suivant. On procède ainsi jusqu'au dernier cycle : le déplacement le long du cercle de glissement s'obtient alors par

$$|X_m| = \rho \cdot \sum_{i=1}^{n} \omega_{m_i}$$

X. CALCUL PRATIQUE DU DEPLACEMENT PERMANENT

Les paragraphes VIII et IX présentent les méthodes de calcul du déplacement appliquées d'une part à la rupture en deux blocs d'un barrage à noyau incliné, d'autre part à la rupture circulaire d'un remblai homogène.

Pour être directement utilisable, ces formules nécessitent la connaissance d'un certain nombre de paramètres liés à l'ouvrage lui-même ou au séisme considéré.

L'ouvrage se caractérise essentiellement par son accélération critique d'entraînement qui correspond à un facteur de sécurité égal à 1 et par une constante dépendant de ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Le calcul de ces grandeurs a été explicité antétieurement.

Les autres paramètres intervenant dans le calcul des déplacements sont caractéristiques du séisme auquel on soumet l'ouvrage. Ce sont l'accélération maximale $\gamma_m = k_m.g$, la période prédominante de l'accélérogramme $T = 2t_o$ et le nombre équivalent de cycles. Cependant les séismes considérés lors de l'établissement d'un projet le sont surtout en termes de magnitude ou d'intensité. Nous avons donc tenté de relier ce type de renseignement aux valeurs utilisées dans nos calculs.

Il faut toutefois préciser que notre but ne consiste pas à rechercher le séisme à prendre en compte lors d'un projet. Celui-ci dépend essentiellement de la nature de l'ouvrage, de sa durée de vie estimée, des conséquences qui entrainerait sa rupture et ne peut être déterminé que par des géophysiciens après une étude approfondie du site et de la sismicité régionale.

1. Détermination de l'accélération maximale

Puisque notre méthode de calcul se veut générale, nous avons écarté la possibilité de prendre l'accélérogramme d'un séisme donné et de faire tous nos calculs de déplacements avec les valeurs des paramètres obtenues dans ce cas particulier.

Nous avons donc recherché une formulation plus générale de l'accélération maximale et nous avons utilisé les résultats et les corrélations publiées. Le tableau ci-dessous représente une synthèse des valeurs obtenues pour différentes valeurs de la magnitude et pour une distance à l'épicentre variable. |1|

Magnitude M	Distance D en kilomètres	Sols mous et Alluvions	Sols durs et intermédiaires	Rochers
5,5	10 30 50	0,20 0,07 0,03	0,19 0,06 0,04	0,18 0,05 0,02
6,5	10 30 50	0,40 0,20 0,10	0,38 0,17 0,09	0,46 0,19 0,08
7,5	10 30 50	0,5 à 1,2 0,3 à 0,5 0,2	0,4 à 1,1 0,2 à 0,6 0,1 à 0,3	0,5 à 0,9 0,25 0,1

Tableau 21 : Valeurs de k_m en fonction de M, D et du type de sol

Ces valeurs sont des moyennes et les écarts avec les valeurs extrêmes sont parfois importants.

Pour notre programme de calcul nous avons retenu la formule présentée dans un rapport au Ministère Américain de l'Intérieur |2| en mars 1981 qui permet de déterminer une accélération maximale probable à 50 % ou à 80 %.

$$\log k_m = -1{,}23 + 0{,}280\,M - \log r - 0{,}00255\,r + 0{,}27\,P$$

où $r = \sqrt{D^2 + 7{,}3^2}$, P = 0 pour une probabilité de 50 %, P = 1 pour une probabilité de 80 %

et $5{,}0 \leqslant M \leqslant 7{,}7$ 7,3 représente l'épaisseur de la croûte terrestre en km.

Le tableau ci-après donne quelques valeurs qui coïncident assez bien avec celles du tableau précédent.

Magnitude M	Distance D (en kilomètres)	50 %	80 %
5,5	10 30 50	0,15 0,06 0,03	0,28 0,10 0,06
6,5	10 30 50	0,29 0,11 0,06	0,54 0,20 0,11
7,5	10 30 50	0,56 0,20 0,11	1,02 0,37 0,20

Tableau 22 : Valeurs de k_m en fonction de M, D et de la probabilité d'occurence de l'accélération maximale

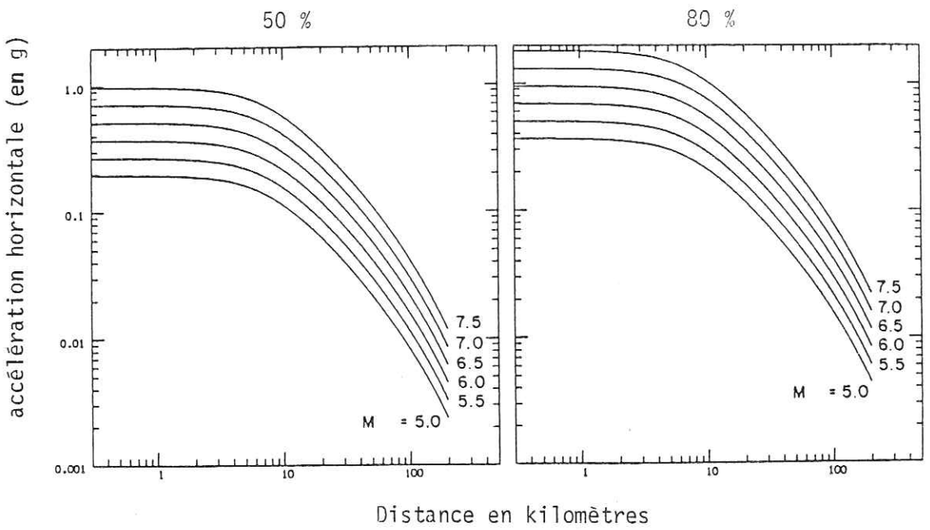


Figure H.35

2. Détermination du nombre équivalent de cycles

Pour calculer ce nombre N de cycles nous allons employer la notion d'intégrale de base d'un accélérogramme de séisme. Cette intégrale s'exprime sous la forme

$$\int_0^T a^2(t)dt$$

où T représente la durée de la secousse et a(t) l'accélérogramme. Cette valeur a pu être quantifiée par Trifunac et Brady |7| en fonction de la magnitude et de la distance du site à l'épicentre. Pour une accélération horizontale dans un sol non rocheux, on a l'expression suivante :

$$\log\left[\int_0^T a^2(t)dt\right] = 1{,}12\ M - 1{,}87 \log D - 0{,}243 + P$$

P = 0 pour une probabilité de 50 % d'occurence de l'accélération maximale

P = 0,613 - 0,156 log D pour une probabilité de 80 %

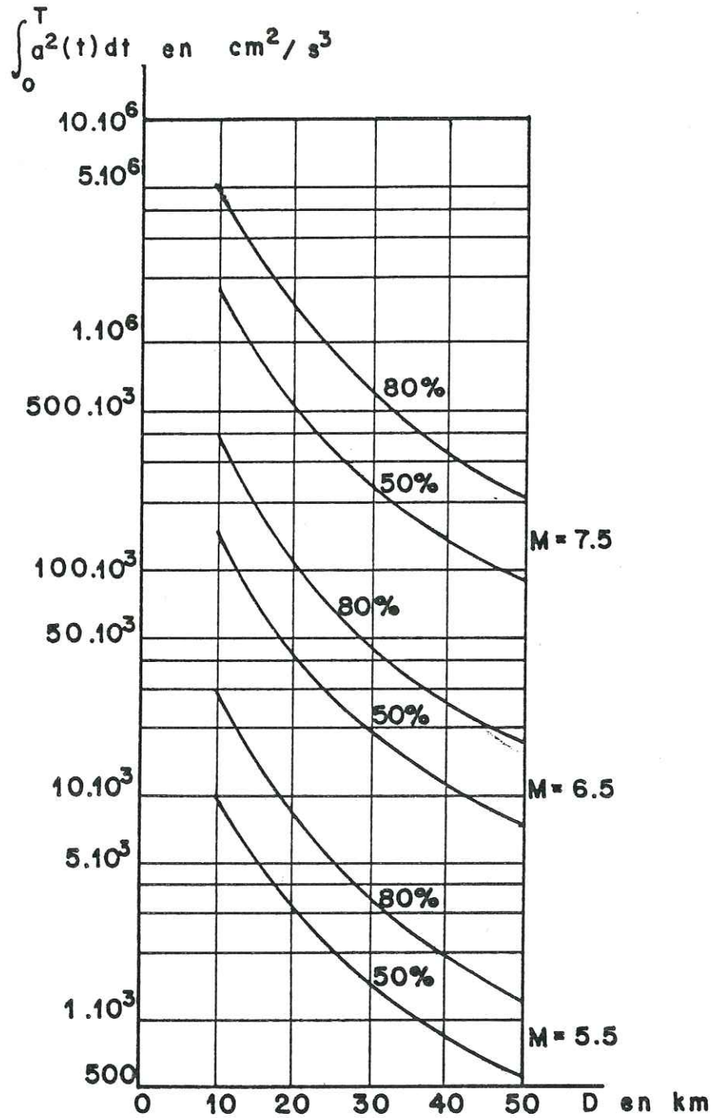


Figure H.36

Pour déterminer le nombre équivalent de cycles, nous faisons l'hypothèse que l'intégrale de base relative à l'accélérogramme du séisme a la même valeur que l'intégrale de base calculée à partir de la sollicitation équivalente composée de N cycles d'amplitude maximale $k_m g$ et de période $2t_o$. D'où la relation

$$\int_0^T a^2(t)dt = N \int_o^{2t_o} (k(t).g)^2 dt$$

Le calcul de $\int_o^{2t_o} (k(t)\ g)^2\, dt$ pour un cycle rectangulaire, sinusoïdal ou triangulaire de l'accélération d'entrainement se fait aisément. Les résultats sont les suivants

cycle rectangulaire $\int_o^{2t_o} (k(t)\ g)^2 dt = (k_m g)^2\ 2t_o$

cycle sinusoïdal $\int_o^{2t_o} (k(t)\ g)^2 dt = (k_m g)^2\ t_o$

cycle triangulaire $\int_o^{2t_o} (k(t)\ g)^2 dt = (k_m g)^2\ \frac{2t_o}{3}$

Il est donc possible de connaître N en se fixant t_o.
Nos calculs ont été fait avec $2t_o = 0{,}5$ s. On peut remarquer que le déplacement total permanent est directement proportionnel à t_o. En effet

$X_m = N.\ k_m g\ .\ t_o^2\ .\ C\ .\ U$ dans le cas d'un barrage à noyau incliné, peut aussi s'écrire

$$X_m = \frac{\int_o^T a(t)^2 dt}{\int_o^{2t_o} (k(t)g)^2 dt}\ .\ k_m g.t_o^2.C.U$$

Dans le cas de cycles sinusoïdaux, X_m s'écrit

$$X_m = \frac{\int_o^T a^2(t)\ dt}{(k_m g)^2 t_o}\ .\ k_m g.t_o^2.C.U = \frac{\int_o^T a^2(t)dt}{k_m g}\ .\ t_o.C.U$$

X_m est bien proportionnel à t_o.

Nous avons gardé la forme des cycles indiquée par Sarma, à savoir,

cycles rectangulaires si $0 < \frac{k_c}{k_m} \leqslant 0{,}3$

cycles sinusoïdaux si $0{,}3 < \frac{k_c}{k_m} < 0{,}8$

cycles triangulaires si $0{,}8 \leqslant \frac{k_c}{k_m} < 1$

Les calculs réalisés montrent que pour $\frac{k_c}{k_m} = 0{,}3$ la valeur du déplacement X_m est la même que l'on prenne des cycles rectangulaires ou des cycles sinusoïdaux. Par contre le passage à des cycles triangulaires à partir de $\frac{k_c}{k_m} = 0{,}8$ donne des résultats sensiblement inférieurs à ceux obtenus avec des cycles sinusoïdaux. Les conséquences de cet écart sont relativement faibles puisqu'il est rare d'avoir des déplacements importants pour $\frac{k_c}{k_m} > 0{,}8$.

3. Application à la rupture en deux blocs des barrages à noyau incliné

Le paragraphe VIII du présent chapitre nous a permis de déterminer la formule du calcul de déplacement permanent total :

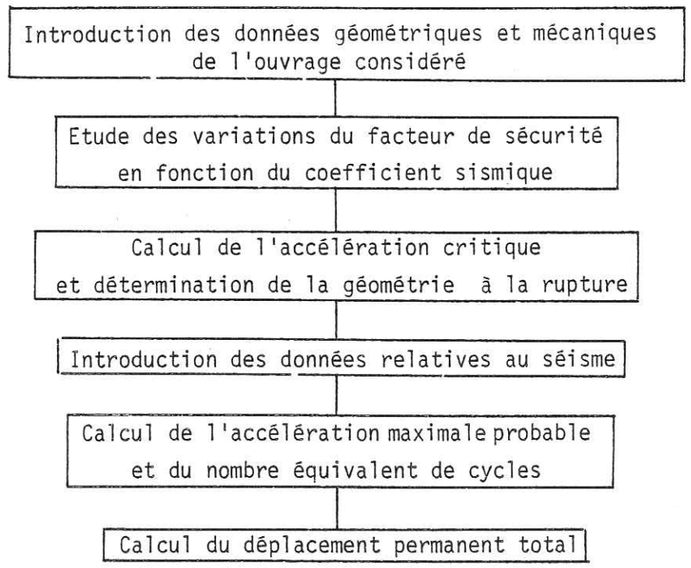
$$X_m = N.\ k_m g\ .\ t_o^2\ .\ C_1\ .\ U$$

En tenant compte également des paramètres supplémentaires que représentent la magnitude M du séisme, la distance D de l'ouvrage à l'épicentre et la période $T = 2t_o$ prédominante de l'accélérogramme, on s'aperçoit que le nombre de variables est tel qu'il est impossible de tracer des abaques. Nous nous sommes donc résolus à présenter quelques cas particuliers.

Le programme de calcul que nous avons réalisé effectue les opérations en deux étapes. Dans un premier temps, à partir de données géométriques et mécaniques simples (hauteur de l'ouvrage, inclinaisons du parement et du noyau, angle de frottement du parement, cohésion du noyau, masse volumique de la recharge),

il calcule les variations du facteur de sécurité en fonction du coefficient sismique. (cf chapitre F). Puis, dans un deuxième temps, il détermine l'accélération critique et la géométrie des 2 blocs à la rupture. On peut alors introduire les données relatives au séisme : magniture M, distance D et période prédominante T. Les formules présentées auparavant permettent de déterminer l'accélération maximale probable et le nombre équivalent de cycles, et enfin le déplacement permanent total. Ce dernier, rappelons-le, représente le déplacement du bloc supérieur le long du noyau.

L'organigramme est le suivant :



Le progamme est doté de diverses options permettant par exemple le choix de l'accélération maximale à 50 % ou 80 % de probabilité, la modification d'un paramètre en fin de calcul, ou une représentation graphique du déplacement.

Les courbes reproduites ci-après sont relatives à l'ouvrage décrit sur la figure H.37 a.

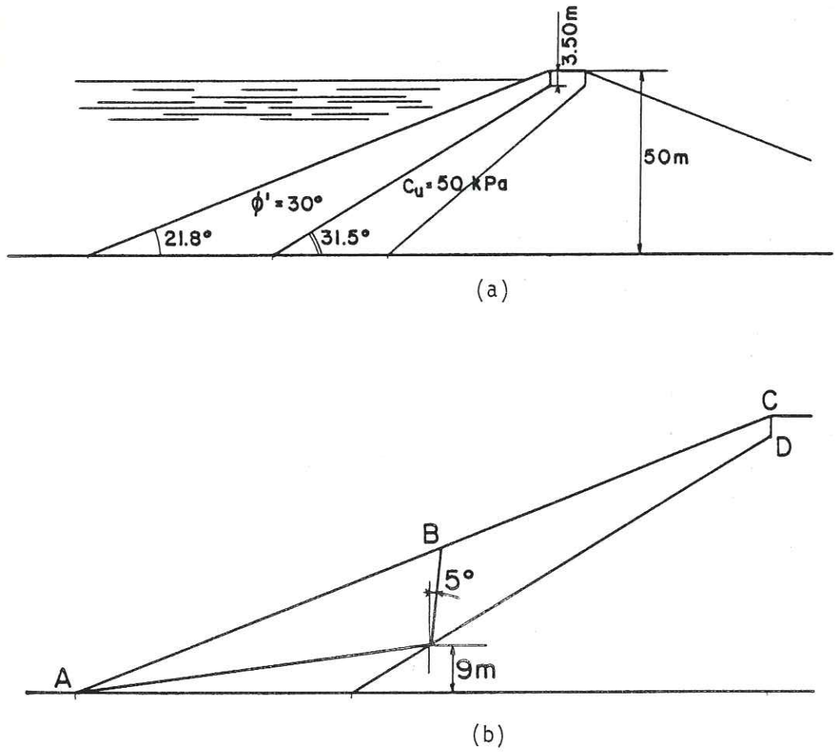


Figure H.37 - Ouvrage étudié (a) et schéma de rupture des blocs (b)

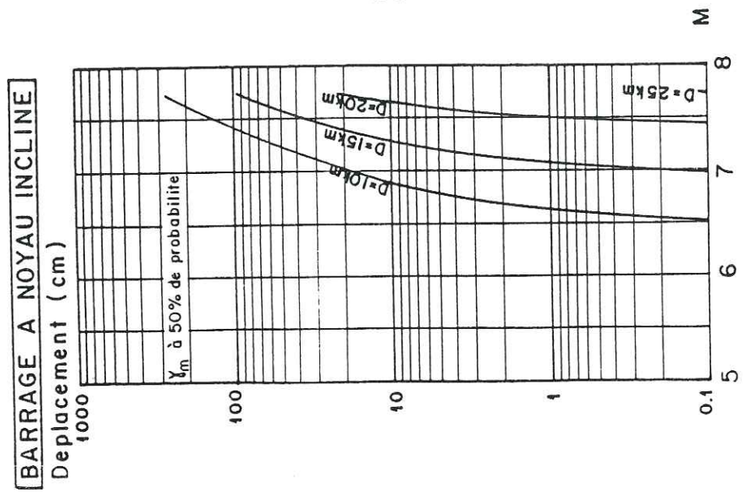


Figure H.39 (b)

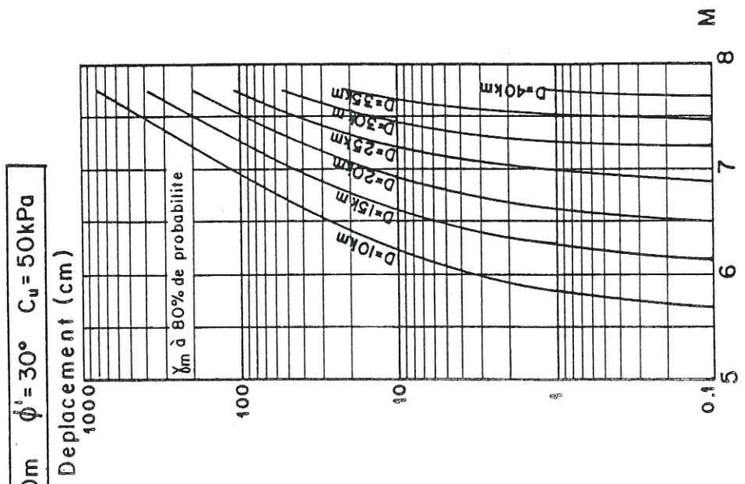


Figure H.39 (a)

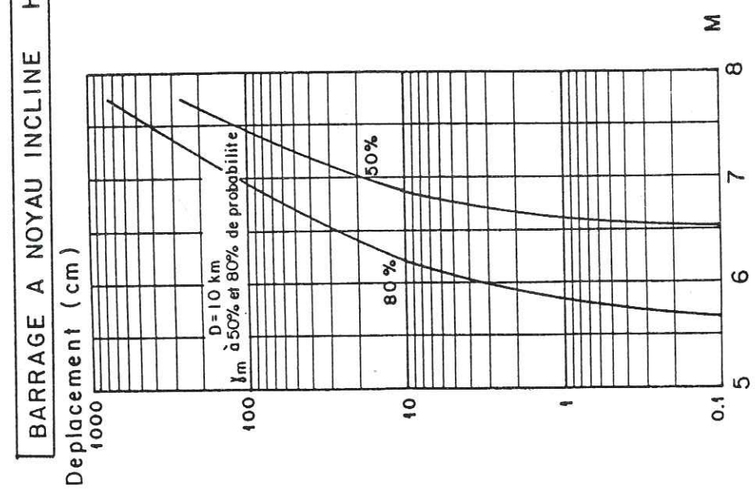


Figure H.38

La géométrie à la rupture est représentée sur la figure H.37b.

Les résultats présentés permettent de mettre essentiellement en évidence :

- l'influence de la magnitude du séisme, qui est extrêmement importante,
- et l'influence de l'accélération maximale, qui est tout aussi considérable.

Cela montre avec quelle extrême prudence on doit employer les résultats des études de sismicité d'un site puisqu'une légère sous estimation peut entraîner une catastrophe alors qu'une surestimation conduira à des modifications importantes et coûteuses pour la construction de l'ouvrage.

Il faut aussi se rappeler que le calcul des déplacements est réalisé à partir de formules établies sur des corrélations statistiques qui ne tiennent évidemment aucun compte des particularités locales. Les valeurs calculées des déplacements ne sont donc qu'indicatives, et doivent être manipulées ultérieurement avec précaution.

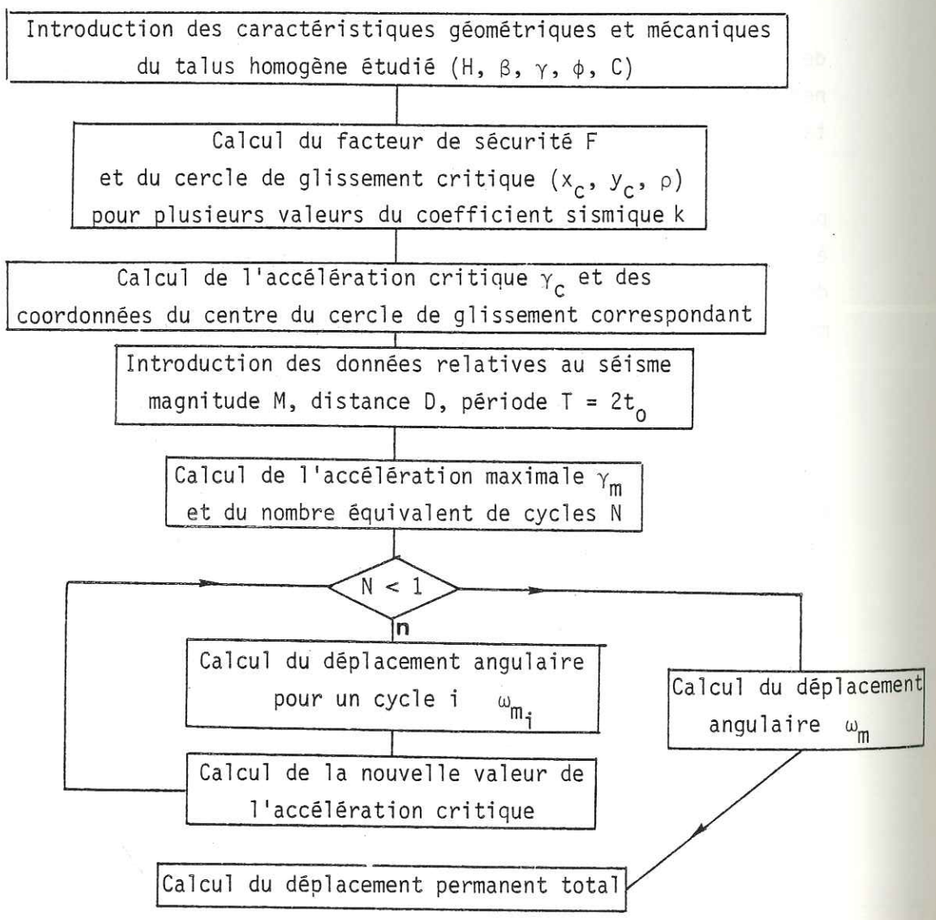
4. Application à la rupture circulaire des talus homogènes

A partir des considérations théoriques présentées auparavant, nous avons élaboré un programme de calcul qui permet à partir de l'introduction de données simples (hauteur, pente, masse volumique, angle de frottement interne et cohésion du sol) de déterminer les variations du facteur de sécurité et du cercle de glissement critique en fonction du coefficient sismique. L'étude de ces variations conduit au calcul de l'accélération critique et du cercle de glissement correspondant. Nous disposons alors de la configuration géométrique au moment du déplacement éventuel.

Il faut alors introduire les caractéristiques du séisme, à savoir sa magnitude, la distance de l'épicentre à l'ouvrage et la période fondamentale de l'accélérogramme. Les formules présentées dans les paragraphes précédents servent au calcul de l'accélération maximale probable puis à la détermination du nombre

équivalent de cycles. Le déplacement angulaire est calculé pour le premier cycle de l'accélérogramme équivalent. La nouvelle position du centre de gravité de la partie du talus en glissement permet de calculer la nouvelle valeur de l'accélération critique qui sera utilisée dans le calcul du déplacement angulaire du cycle suivant. La somme des déplacements angulaires ainsi calculés conduit au calcul du glissement le long du cercle de rupture.

L'organigramme est le suivant :



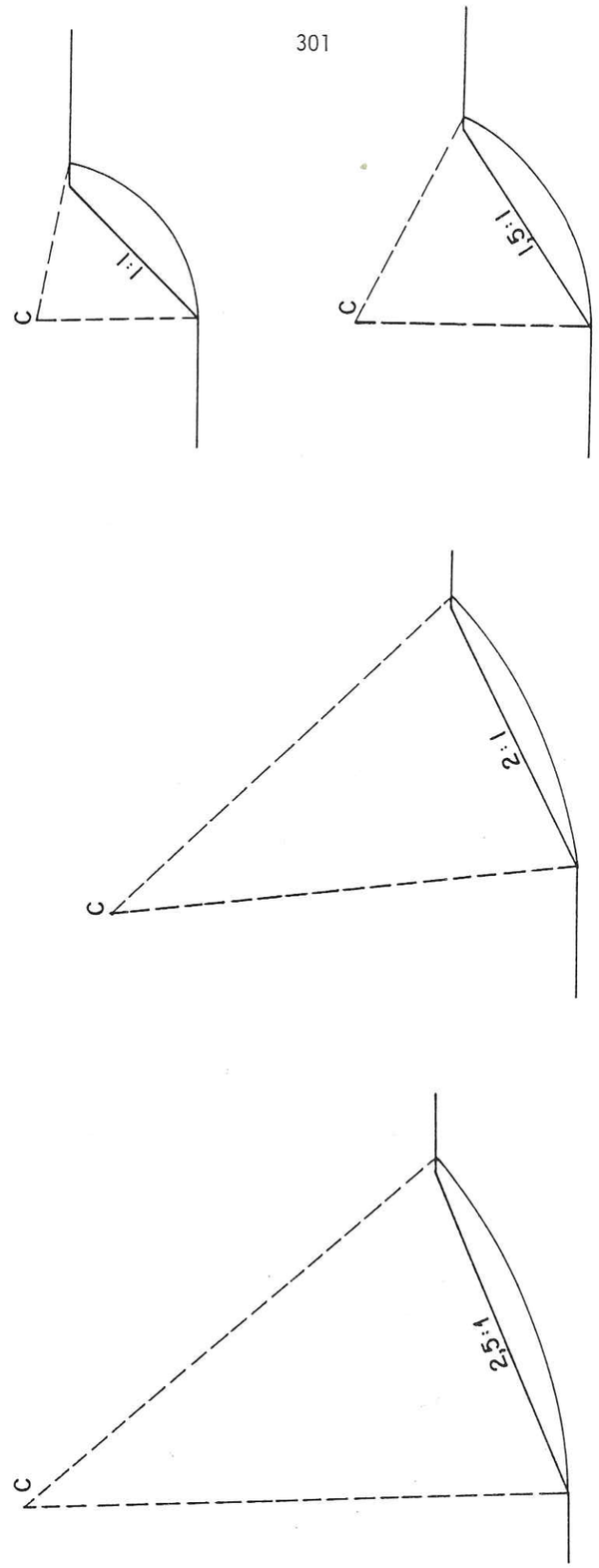


Figure H.40 - Exemples de cercles critiques

Le nombre important de paramètres ne permet pas la réalisation d'abaques. Nous avons sélectionné pour un talus de 15 m de hauteur et de poids volumique 18 kN/m³ les quatre cas suivants :

Tableau 23

tg β	φ	C
1	30°	20 kPa
1/1,5	30°	10 kPa
1/2	30°	0
1/2,5	30°	0

Les résultats sont présentés sur les courbes des pages suivantes (fig. H 41 à 44).

Les conclusions principales que l'on peut tirer sont :

- l'influence de la pente du talus : plus un remblai est incliné, plus il a tendance à subir des déplacements importants. Cet effet est amplifié par le fait que les cercles de glissement donnés par le calcul conduisent à des décrochements verticaux importants dans le cas de pentes fortes, alors que pour les pentes faibles on semble se rapprocher d'un glissement de peau (fig. H.40).
- on constate en effet que la rupture affecte essentiellement la partie inclinée du talus et peu le sommet du remblai.
- l'influence de la magnitude : elle est considérable, puisque l'augmentation d'une unité multiplie le déplacement par 10 ou 20.
- le nombre équivalent de cycles : avec les exemples traités, on s'aperçoit que ce nombre reste quasiment constant pour une magnitude donnée à une distance D $\geqslant$ 10 km.

En première approximation, on peut retenir les valeurs suivantes pour des cycles sinusoïdaux d'amplitude γ_m et de période $T = 2t_o = 0{,}5$ s.

Tableau 24

M	5,5	6	6,5	7	7,5	8
N	1,6	3	5,7	11	20	40

Cela s'explique par la définition même de N. En effet N est proportionnel au rapport $\dfrac{\int a^2(t)dt}{\gamma_m^2}$. Or à partir d'une distance d'environ 10 km de la source $\int a^2(t)dt$ et γ_m décroissent sensiblement de la même façon alors que pour une distance inférieure γ_m est pratiquement constant et $\int a^2(t)dt$ continue à croître quand on s'approche de la source. Donc on obtient un nombre équivalent de cycles qui augmente lorsque la distance D diminue. Dans les cas étudiés il était égal au double des valeurs indiquées ci-dessus pour D = 5 km. Comme il est évident que $\int a^2(t)dt$ ne peut devenir infini, nous considérons seulement valables les résultats obtenus pour D $\geqslant$ 10 km.

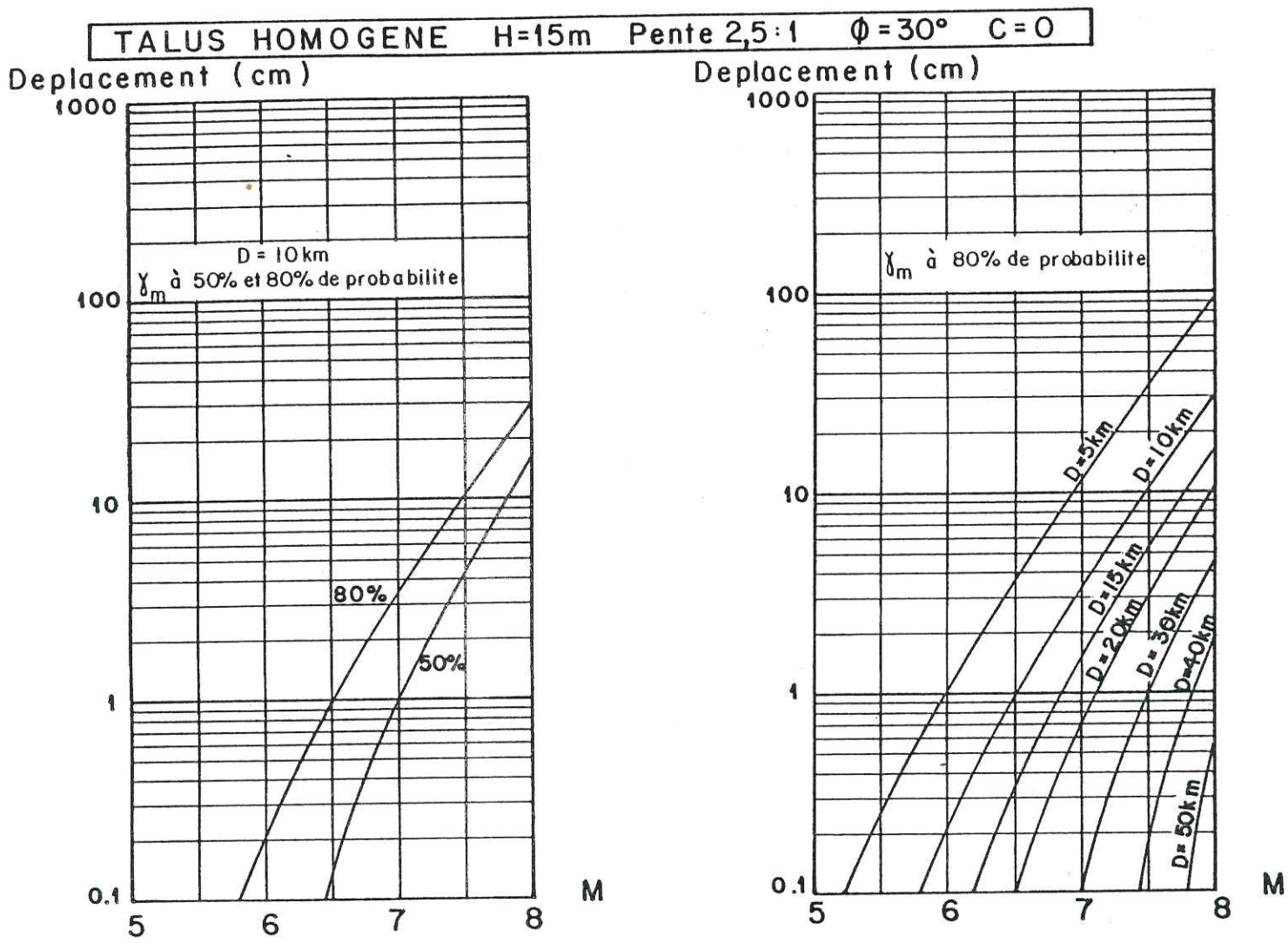


Figure H.41

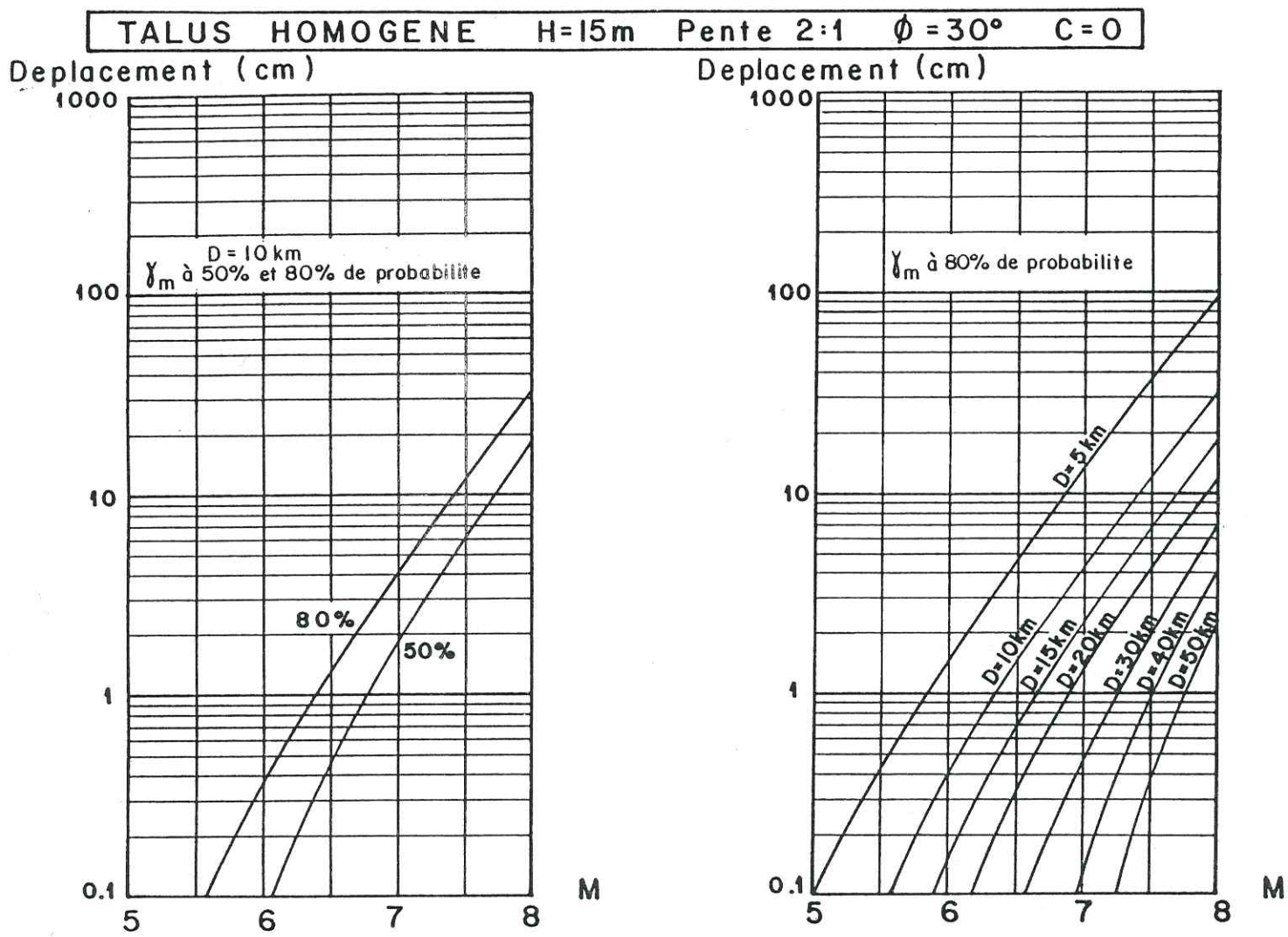


Figure H.42

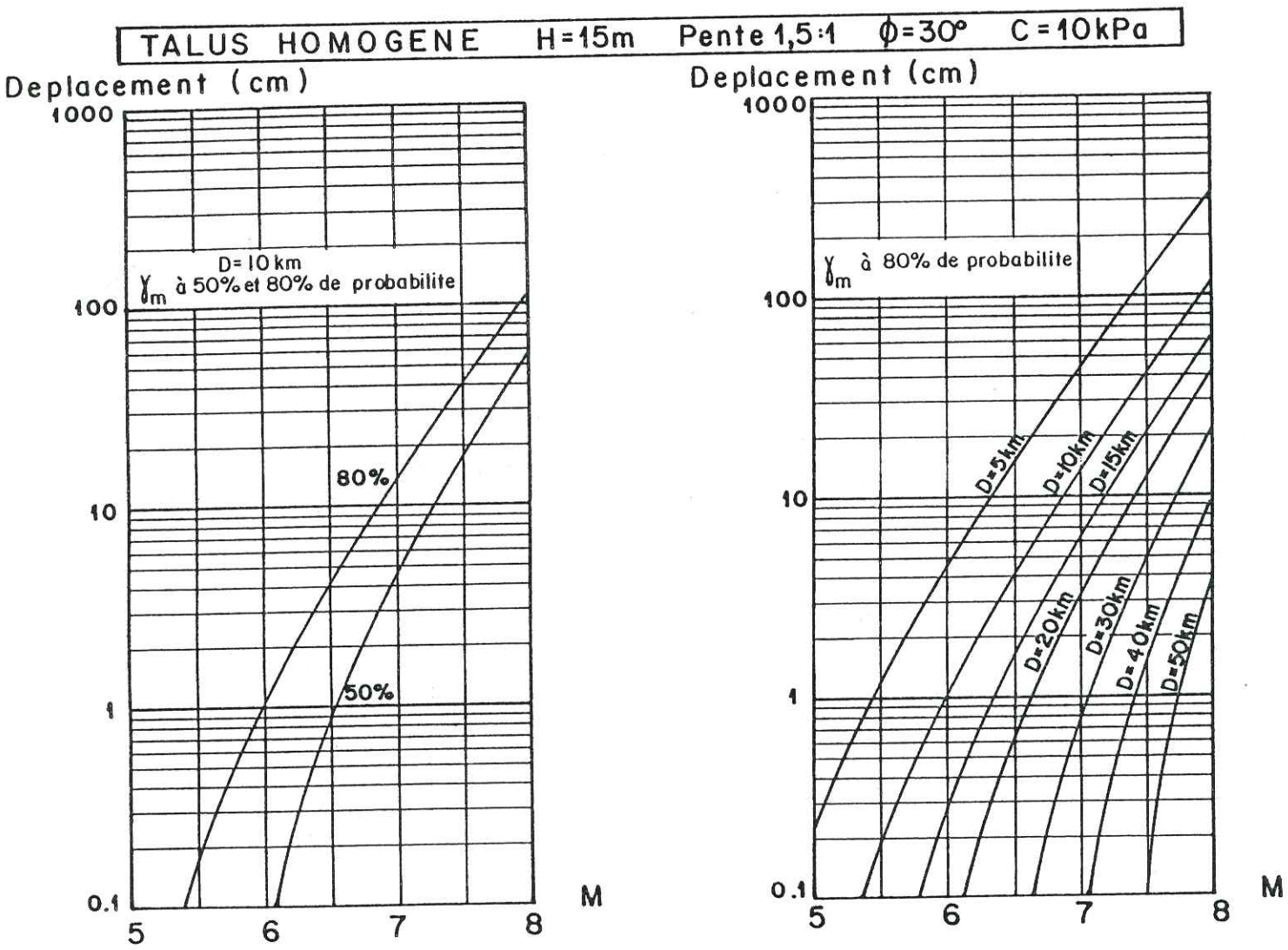


Figure H.43

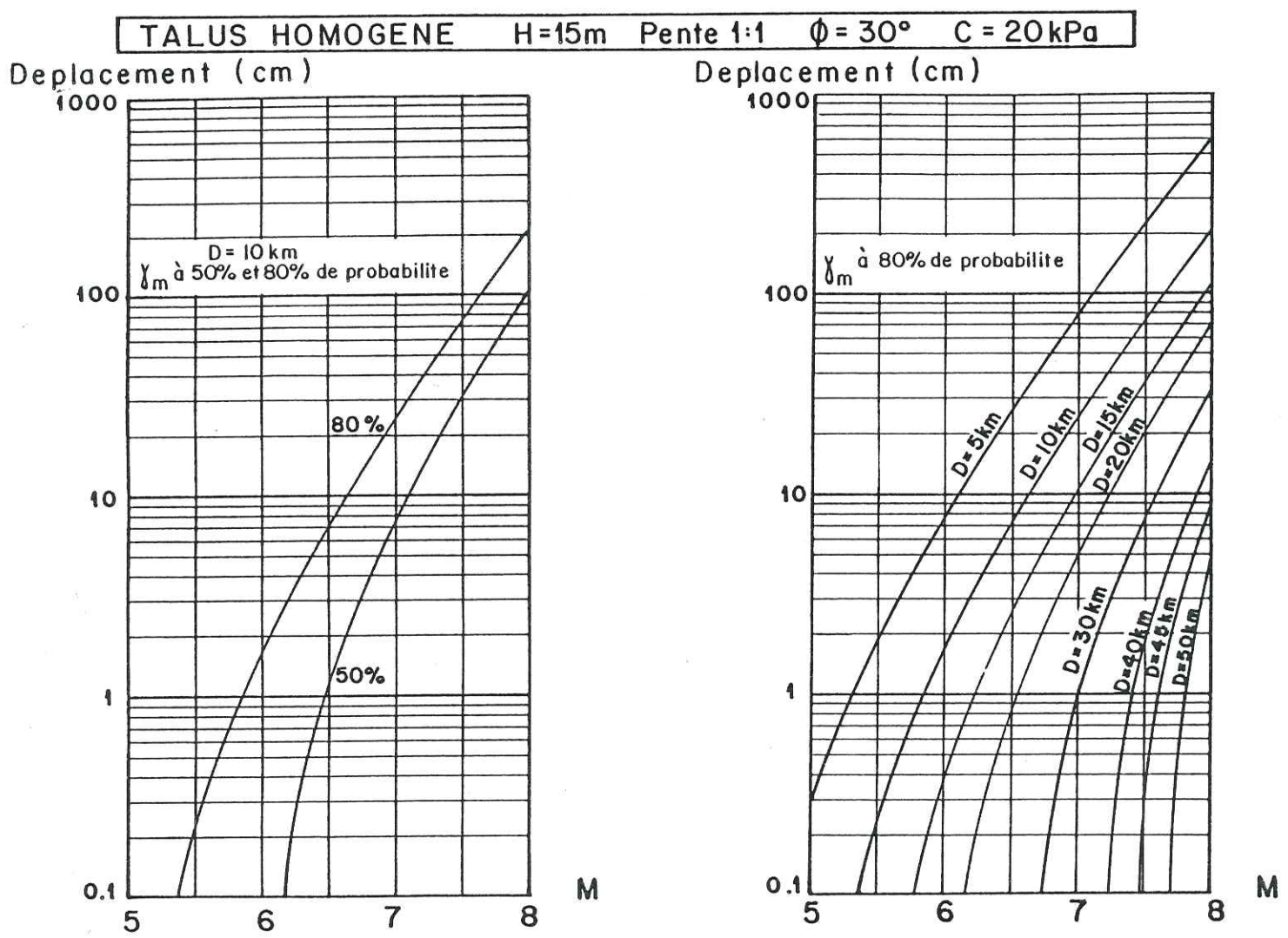


Figure H.44

BIBLIOGRAPHIE

|1| I.M. IDRISS (1981) Characteristics of Earthquake Ground Motions. Lectures notes for : Seismic aspects of geotechnical Engineering. Conference in Paris. May 4-6, 1981.

|2| W.B. JOYNER, D.M. BOORE, R.L. PORCELLA (1981) Peak horizontal acceleration and velocity from strong motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, Earthquake. Report to United States Department of the Interior

|3| F.I. MAKDISI, H.B. SEED (1978) Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 104, N° GT7, pp 849-867.

|4| N.M. NEWMARK (1965) Effects of earthquakes on dams and Embankments Fifth Rankine lecture. Geotechnique 15, N° 2, pp 139-160.

|5| S.K. SARMA (1975) Seismic stability of earth dams and embankments. Geotechnique 25, N°4, pp 743-761.

|6| W.Y.J. SHIEH, R.J. HUANG (1981) Permanent deformation of earth dams under earthquakes. International conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, Rolla, Missouri, April 1981.

|7| M.D. TRIFUNAC, A.G. BRADY (1975) A study on the duration of strong earthquake ground motion. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 65, N° 3, pp. 581-626.

|8| L. VON THUN, C.W. HARRIS (1981) Estimation of displacements of Rockfill dams due to seismic shaking. International conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, Rolla, Missouri, April 1981.

I. PRESENTATION SIMPLIFIEE DES METHODES D'ANALYSE DYNAMIQUE

INTRODUCTION A L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

INTRODUCTION

I. LA METHODE DE H. BOLTON SEED (1966)

1. Hypothèse sur les contraintes sismiques
2. Analyse de la stabilité du remblai pendant le séisme
   a) détermination des contraintes dans le remblai avant le séisme
   b) les essais de laboratoire
   c) la stabilité du remblai pendant le séisme
3. Répartition des déformations induites par le séisme
4. Conclusion

II. LA METHODE SIMPLIFIEE DE MAKDISI ET SEED (1978)

1. Détermination de l'accélération critique k_c
2. Détermination de l'accélération induite par le séisme
3. Calcul des déformations permanentes
4. Conclusion

III. CONSIDERATIONS GENERALES SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

1. Introduction aux méthodes éléments finis
2. Résultats des études réalisées.

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

I. PRESENTATION SIMPLIFIEE DES METHODES D'ANALYSE DYNAMIQUE INTRODUCTION A L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Nous avons montré que les méthodes pseudostatiques souffrent de certaines limitations. Il existe d'autres méthodes de conception antisismique beaucoup plus sophistiquées mais qui par les moyens d'études qu'elles exigent -essais en laboratoire, calcul infomatisé très long,...- sont très coûteuses et très longues à mettre en oeuvre, et sont, de ce fait, réservées aux grands ouvrages au niveau d'un avant-projet détaillé (grands barrages, centrales nucléaires...)

Ce chapitre examine certaines d'entre elles présentées entre 1966 et 1981.

I. LA METHODE DE H. BOLTON SEED (1966) |2|

Les analyses pseudostatiques ne peuvent donner qu'un facteur de sécurité ce qui est insuffisant pour juger des effets des séismes sur des remblais ou des barrages en terre.

H. Bolton Seed a donc préféré reprendre le concept présenté par Newmark quelques années plus tôt (1964) (voir chapitre H) selon lequel il fallait considérer les effets des séismes sur la stabilité des pentes en termes de déplacements.

1. Hypothèse sur les contraintes sismiques

Lors des sollicitations sismiques, la courte période du chargement ne permet pas le drainage et l'étude sera menée en conditions non drainées. On choisira donc dans ce cas une analyse en contraintes totales

Exemple de choix de méthode pour un barrage en terre avec drainage interne construit lentement sur plusieurs années

- après construction : méthode en contraintes effectives car il y a eu dissipation de la pression interstitielle
- long terme : analyse en contraintes effectives ou analyse en contraintes totales utilisant les résultats d'essais drainés
- vidange rapide : analyse en contraintes totales s'il n'y a pas de drainage
- stabilité aux séismes : . sols pulvérulents secs : méthode de Newmark en contraintes effectives (ou totales puisque u=0)
  . sols pulvérulents saturés
  . sols cohérents
) Méthode en σ totales

Contraintes sismiques dans le remblai

Il faut d'abord connaître les forces auxquelles sera soumis le corps du barrage. Pendant le séisme, la pression de l'eau et les forces d'inertie engendrées par l'accélération sismique d'entrainement varient avec le temps. On supposera que les variations de pressions sont suffisamment faibles pour être négligeables.

Le projeteur est également censé pouvoir calculer les forces d'inertie soit

- par des règles empiriques → force statique équivalente
- avec l'hypothèse du corps rigide → même accélération dans tout le barrage
- avec l'hypothèse élastique → variation de l'accélération moyenne dans le temps

(voir chapitre E)

Le concepteur doit faire les hypothèses suivantes :

- nombre
- amplitude
- fréquence
) des cycles des forces d'inertie
- accélération maximale du sol
- la durée de la secousse

Pour l'analyse on choisit un nombre de cycles d'amplitude et de fréquence constantes.

2. Analyse de la stabilité du remblai pendant le séisme

L'objet de cette analyse est de déterminer les contraintes dans le remblai et les déformations induites.

Il faut calculer :

- les contraintes initiales sur les éléments de sol d'une surface de rupture potentielle avant le séisme,
- les nouvelles contraintes agissant sur ces éléments sous l'effet de l'accélération sismique d'entrainement.

a) détermination des contraintes dans le remblai avant le séisme

La méthode utilisée est celle des tranches de Taylor-Lowe où l'inclinaison des efforts intertranches est égale à la pente moyenne des extrémités inférieure et supérieure des limites verticales des tranches.

La méthode permet de calculer la valeur des forces normale N et tangentielle T à la base de chaque tranche. On peut alors calculer les contraintes normale et de cisaillement sur la surface de rupture potentielle, donc sur le sol consolidé en place :

$$\sigma_{rc} = \frac{N}{L} \qquad \tau_{rc} = \frac{T}{L} \qquad \begin{array}{l} r = \text{rupture} \\ c = \text{consolidation} \end{array}$$

Il s'agit maintenant de déterminer les contraintes principales à la base de chaque tranche, en les orientant relativement à la surface de glissement potentielle.

Hypothèse : les directions des contraintes principales sont les mêmes dans les conditions de sécurité calculées que si le sol était à la rupture.

C'est-à-dire que le plan de rupture est incliné de $\theta = 45° + \frac{\phi'}{2}$ sur la direction de la contrainte principale mineure (fig. I.1)

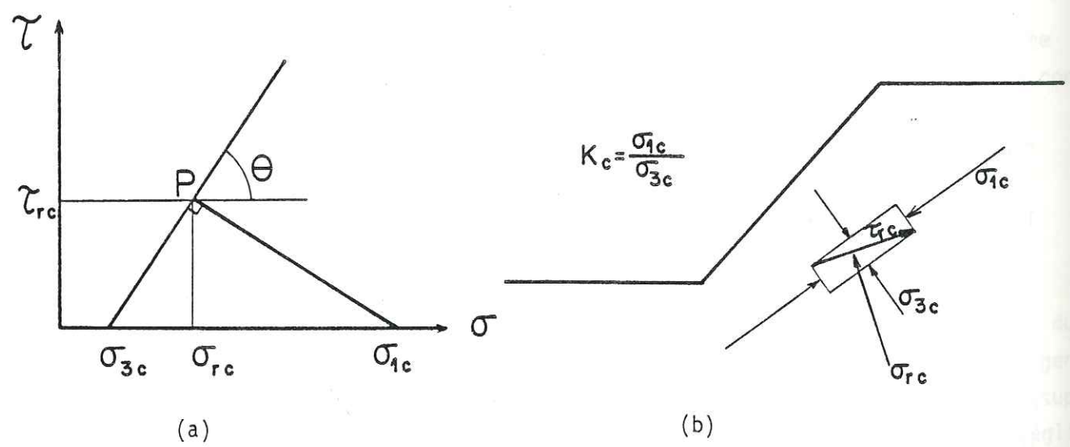


Figure I.1 - Recherche (a) et Position (b) des contraintes principales

Bien que les grandeurs des contraintes principales varient le long de la surface potentielle de glissement, la valeur de K_c est la même en tout point. (c'est une conséquence de l'hypothèse précédente : tous les cercles de Mohr sont homothétiques du cercle de rupture donc $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ reste constant).

En réalité, les directions des contraintes principales sont un peu différentes et θ est légèrement différent de $45° + \frac{\phi'}{2}$. Mais K_c varie très lentement en fonction de θ et la méthode ci-dessus donne une valeur correcte de K_c.

b) <u>les essais de laboratoire</u>

Puisque l'on a déterminé l'état de contrainte anisotrope du matériau ($\sigma_{1c} > \sigma_{3c}$) le long d'une surface de rupture potentielle, il est donc possible de préparer des échantillons de sol de mêmes caractéristiques que ceux en place.

L'étape suivante, dans cette méthode en contraintes totales, est de soumettre ces échantillons à des séries de contraintes cycliques dont le nombre, l'amplitude et la fréquence sont déterminés par le séisme. Si les échantillons ne présentent pas de déformations significatives, on peut supposer qu'il n'y en aura pas davantage dans la réalité. Inversement si les déformations sont importantes on pourra en déduire la nouvelle forme du remblai.

La procédure d'essais est la suivante (fig. I.2):

. consolidation d'échantillons sous les mêmes conditions de contraintes anisotropes

. on soumet ensuite les échantillons à des déviateurs de contraintes cycliques d'amplitudes différentes

. on observe la déformation permanente avec l'augmentation du nombre de cycles

. on trace la relation entre $\Delta\sigma_d$ et le nombre de cycles provoquant la rupture (fig. I.3)

. il est alors possible par interpolation de déterminer l'amplitude du déviateur de contrainte $\Delta\sigma_{dr}$ qui mène à la rupture pour un nombre équivalent de cycles identiques N_d provoqués par le séisme.

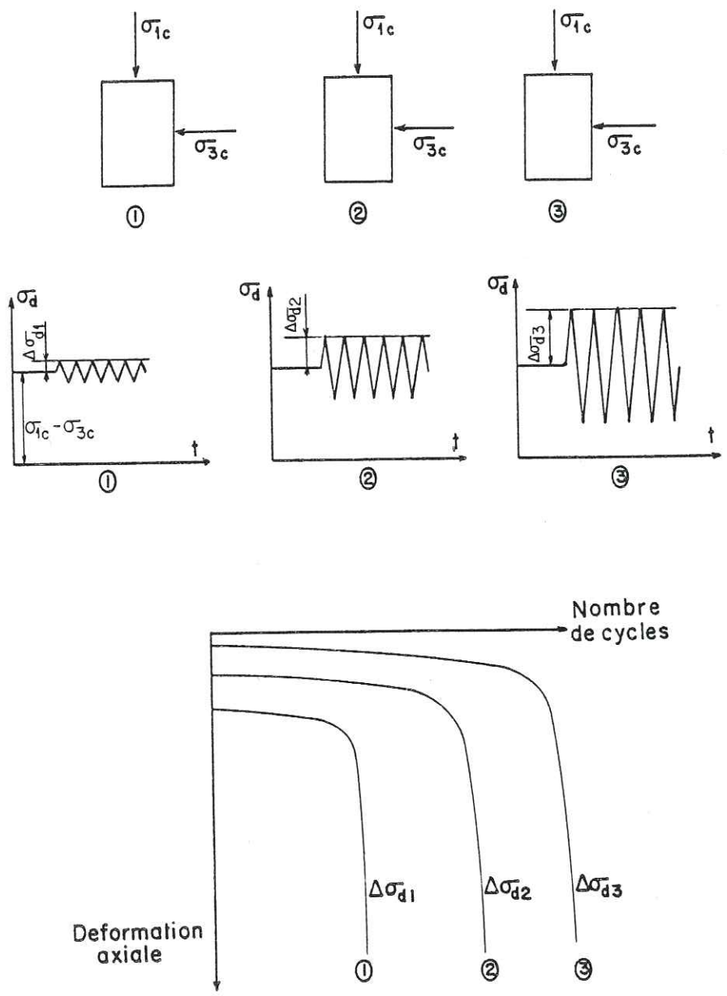


Figure I.2 - Méthodologie expérimentale

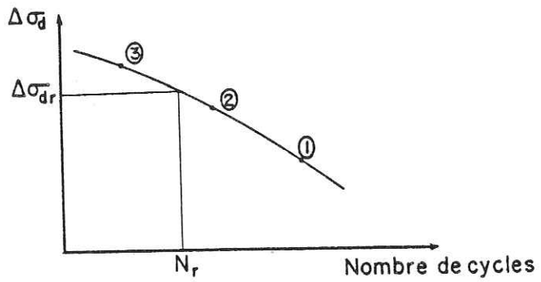


Figure I.3 - Recherche du déviateur de contrainte amenant la rupture pour un nombre de cycles équivalent correspondant au séisme

A la rupture la contrainte principale majeure est $\sigma_{1r} = \sigma_{1c} + \Delta\sigma_{dr}$

Dans le plan de Mohr :

- cercle de contraintes principales σ_{1c} et σ_{3c} représentant l'état de contraintes avant le séisme
- cercle des contraintes maximales $\sigma_{3r} = \sigma_{3c}$ et $\sigma_{1r} = \sigma_{1c} + \Delta\sigma_{dr}$

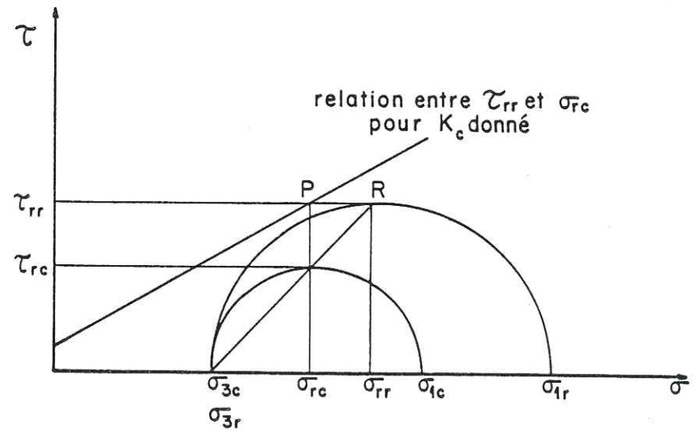


Figure I.4

A partir de ce diagramme (fig. I.4), on peut déterminer les contraintes normale σ_{rr} et de cisaillement τ_{rr} à la rupture sur le plan de rupture en localisant le point R.

L'ensemble des points P (σ_{rc}, τ_{rr}) établit une relation entre la contrainte normale sur un plan potentiel de rupture dans un élément de sol consolidé avant un séisme et la contrainte de cisaillement maximale qui peut se développer sur ce plan et provoquer la rupture lors d'un séisme.

Il est pratique d'effectuer plusieurs séries d'essais en faisant varier au départ le rapport K_c des contraintes principales pour déterminer plusieurs relations entre τ_{rr} et σ_{rc}. On obtient la relation appropriée au K_c voulu par interpolation.

c) la stabilité du remblai pendant le séisme

Après avoir déterminé σ_{rc} et τ_{rr} il faut savoir si la valeur réelle de la contrainte de cisaillement induite par le séisme va ou non atteindre ces valeurs de rupture et sinon la marge de sécurité que l'on peut espérer.

On prendra pour définition du coefficient de sécurité le rapport de la contrainte maximale de cisaillement τ_{rr} sur la contrainte de cisaillement développée pendant le séisme.

Donc la contrainte de cisaillement réelle à la base de la tranche pendant le séisme sera majorée par $\frac{\tau_{rr}}{F}$.

On reprend pour le calcul de F la même méthode que celle utilisée pour l'analyse de la stabilité avant le séisme.

Toute cette étude ne concerne qu'une surface de glissement potentielle et il est nécessaire d'en étudier d'autres pour déterminer la surface la plus défavorable qui donnera un F minimum.

3. Répartition des déformations induites par le séisme

Pour l'ingénieur en génie civil, la rupture ne se produit pas seulement lorsqu'il y a une chute sensible de la résistance du sol mais aussi lorsque les déformations subies par l'ouvrage sont telles qu'il est mis hors d'usage.

En laboratoire sur des essais triaxiaux, les déformations axiales peuvent atteindre 20 ou 30 %. Mais dans la réalité des déformations inférieures peuvent entraîner des déplacements incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage. Et il n'y a pas de relation connue entre les compressions axiales des échantillons de laboratoire et les variations correspondantes de configuration des talus taillés dans un sol similaire. Il reste la possibilité d'essayer de relier les déformations d'échantillons avec celles observées en place.

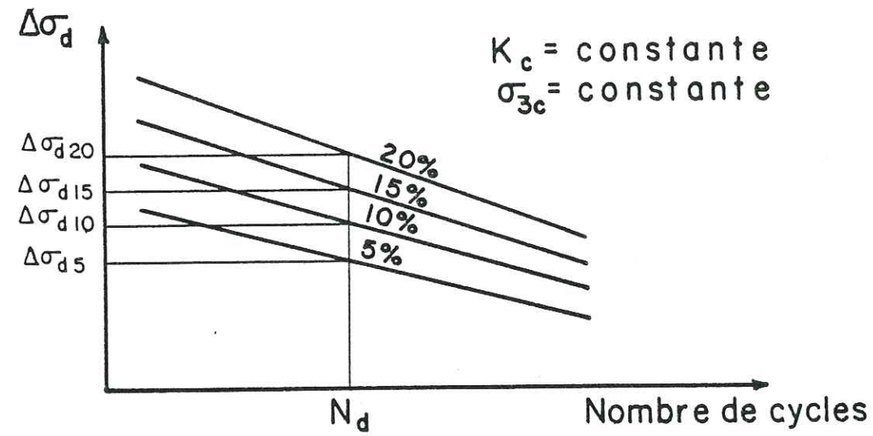


Figure I.5 - Recherche du déviateur cyclique produisant un taux donné de déformation

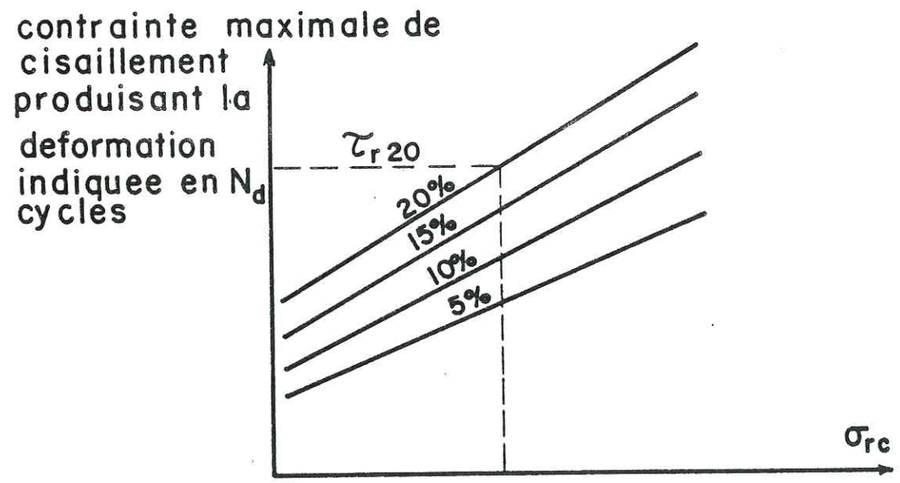


Figure I.6 - Recherche de la contrainte maximale de cisaillement pour une certaine déformation

Un exemple, celui de la construction du barrage d'Otterbrook, montre qu'en pratique les contraintes maximales de travail doivent rester inférieures à celles qui produisent des déformations d'environ 13 % lors d'essais triaxiaux.

La méthode consiste à trouver une famille de courbes, d'après des essais en laboratoire qui représentent le déviateur cyclique $\Delta\sigma_d$ et le nombre de cycles nécessaires pour produire une déformation donnée.

On utilise ensuite les $\Delta\sigma_{d...}$ pour déterminer la relation entre la contrainte normale sur le plan de rupture lors de la consolidation σ_{rc} et les contraintes maximales de cisaillement sur le plan de rupture τ_{rs} produisant 5, 10, 15, 20 % de déformation axiale pour N_d cycles. En répétant le procédé pour des valeurs différentes de la pression de confinement (et à K_c = cste) on définit la famille des courbes de la figure I.6.

Ensuite le calcul de stabilité se mène comme précédemment en remplaçant τ_{rr} par τ_{rs}.

On choisit par exemple τ_{r20} : si la valeur de F utilisée reste supérieure à 1, alors la contrainte maximale réelle de cisaillement restera inférieure à celle qui provoque 20 % de déformation sur des essais triaxiaux de compression. A partir de là, on essaie des valeurs de τ_r inférieures jusqu'à trouver un ensemble de valeurs de τ_{rs} donnant un coefficient de sécurité égal à 1. La déformation axiale correspondant à cet ensemble de valeurs est significative des déformations qui se développeraient pendant le séisme dans le talus. Il faut ensuite prendre une décision vis-à-vis de l'acceptabilité de la déformation.

Il faut aussi tracer les courbes à 30 et 40 % de déformation car si elle sont proches de celles à 15 ou 20 % il peut y avoir danger grave, les déformations devenant très vite catastrophiques.

4. Conclusion

Cette méthode déjà ancienne tentait de remédier à 2 des défauts des méthodes employées jusqu'en 1965 en y ajoutant :

- la prise en considération des variations en fonction du temps des forces sismiques
- des mesures du comportement des sols pendant les séismes.

La méthode estime la stabilité en terme de déformations et non seulement par un facteur de sécurité.

Cependant, le nombre de paramètres géotechniques et géophysiques intervenant étant très élevé de même que les méthodes qui permettent de les estimer ou de les choisir, nous nous trouvons plutôt en présence d'une méthode d'approche que d'une procédure analytique spécifique.

Cette méthode est surtout intéressante par son caractère expérimental même si elle fait des hypothèses sur le comportement dynamique des sols : elle admet en effet que l'on arrive à la rupture ou à un pourcentage de déformation donné quel que soit le déviateur cyclique $\Delta\sigma_d$ pourvu que le nombre de cycles soit suffisamment grand.

Quant au calcul du facteur de sécurité il reste pseudostatique et il n'y a aucune indication sur la valeur du coefficient sismique à prendre en compte.

II. METHODE SIMPLIFIEE DE MAKDISI ET SEED (1978) |1|

Newmark et Seed ont déjà proposé des méthodes d'analyse de stabilité qui prenaient pour critère de performance les déplacements permanents en opposition au facteur de sécurité basé sur le principe de l'équilibre limite.

Les méthodes dynamiques sont très longues et très laborieuses à mettre en oeuvre et nous sommes ici en présence d'une version simplifiée. Elle utilise certes le concept de Newmark pour le calcul des déformations permanentes mais elle est basée sur un comportement dynamique non rigide du remblai (Seed et Martin). Elle suppose qu'il y a rupture sur une surface de glissement bien définie, avec un matériau élasto-plastique.

Les étapes principales de la méthode sont les suivantes :

- détermination d'une accélération critique ; c'est une accélération pour laquelle on peut déterminer une surface de glissement de facteur de sécurité égal à 1
- détermination des accélérations induites par le séisme dans le remblai en utilisant l'analyse de la réponse dynamique
- calcul des mouvements du remblai le long de la surface de rupture par une double intégration de la différence entre l'accélération d'entrainement du remblai et l'accélération critique.

1. Détermination de l'accélération critique k_c

Par définition, c'est l'accélération moyenne produisant une force d'inertie horizontale sur une masse potentielle de glissement et qui donne 1 comme facteur de sécurité.

Pour les sols qui ne subissent pas de grandes déformations lors de cycles ou de fortes variations de pression interstitielle et dont la résistance varie peu, on peut calculer la valeur de k_c par des analyses de stabilité utilisant les méthodes d'équilibre limite.

Cette méthode utilise comme seuil de résistance le niveau de contrainte maximal sous lequel le matériau se comporte de façon élastique (quand il est soumis à des contraintes cycliques dont le nombre et la fréquence sont semblables aux paramètres du séisme) et au-dessus duquel le matériau conduit à une déformation plastique.

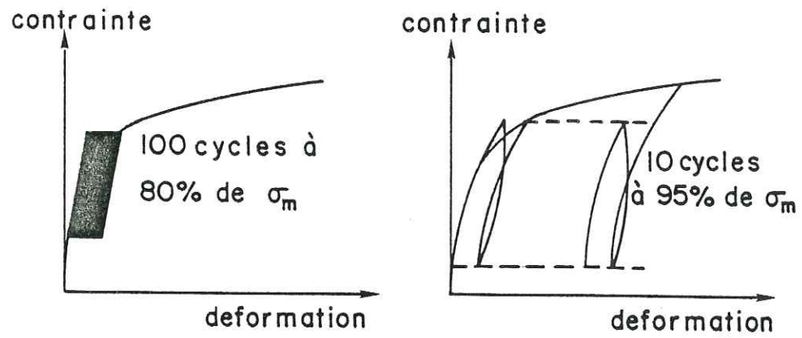


Figure I.7 - Exemple de comportement d'un sol soumis à des déviateurs cycliques différents

ex : Pour un tel matériau le seuil cyclique de résistance est égal à environ 90 % de sa résistance statique non drainée.

Ce type de comportement est associé à divers types de sols qui ne subissent que de faibles augmentations de pression interstitielle pendant les chargements cycliques. On y inclut les matériaux argileux, les sols pulvérulents secs ou partiellement saturés, ou des matériaux pulvérulents très denses saturés.

A partir des données expérimentales et pour des valeurs des déformations de cisaillement calculées lors des analyses des réponses aux séismes, on peut estimer le seuil de résistance cyclique des matériaux argileux en général à 80 % de la cohésion non drainée.

Après avoir défini et calculé le seuil de résistance cyclique, on termine le calcul de l'accélération critique par une méthode quelconque d'analyse de la stabilité.

2. Détermination de l'accélération induite par le séisme

C'est une étape nécessaire au calcul des déformations permanentes. Elle est réalisée par une méthode aux éléments finis bi-dimensionnelle utilisant des propriétés équivalentes linéaires dépendant de la déformation qui procure une solution en bon accord avec les valeurs mesurées et les solutions analytiques de propagation d'onde unidimensionnelle.

Le calcul donne la variation dans le temps des contraintes pour chaque élément du remblai. A chaque incrément de temps, on calcule les forces agissant le long de la frontière de la masse en glissement à partir des contraintes normale et tangentielle. La force résultante divisée par le poids donne une accélération moyenne en fonction du temps.

Lorsque l'on compare l'accélération de la crête à l'accélération moyenne pour différentes profondeurs de la masse potentielle de glissement, on observe un même contenu fréquentiel (qui traduit l'importance de la première période naturelle du remblai) et une diminution de l'amplitude de la crête vers la base.

On désigne par $\ddot{u}_{max}$ l'accélération maximale de la crête et par k_{max} l'accélération moyenne maximale à la profondeur y. On cherche alors une relation entre $\frac{k_{max}}{\ddot{u}_{max}}$ et la profondeur pour divers barrages et divers chargements sismiques. Cette relation permettrait au concepteur du projet de ne plus avoir à estimer que la seule accélération de la crête pour déterminer l'accélération maximale moyenne à chaque profondeur.

Les diverses méthodes utilisées pour établir cette relation sont :

- méthode des tranches horizontales de cisaillement sur des matériaux visco-élastiques,
- méthode aux éléments finis.

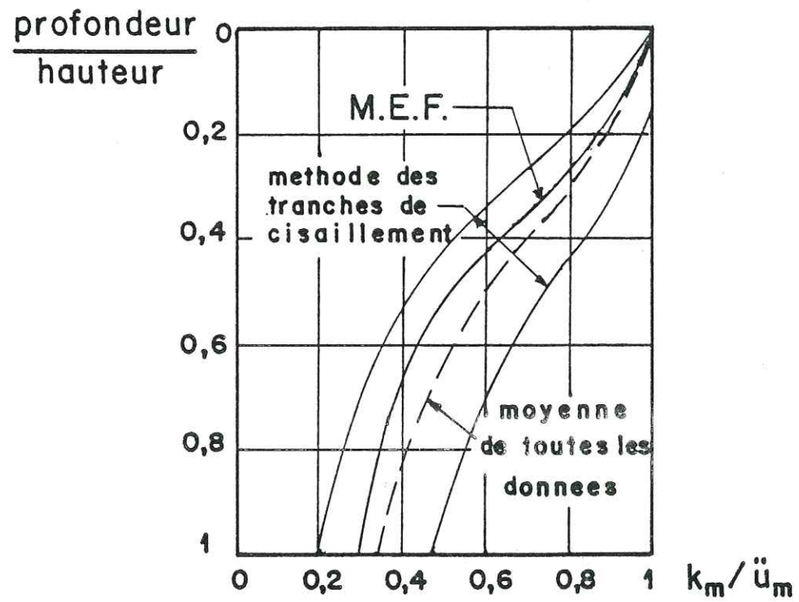


Figure I.8 - Etude des variations de k_m avec la profondeur en glissement

La différence maximale entre l'enveloppe globale et la relation moyenne atteint ±10 % à ±20 % dans la partie haute du remblai et de ±20 % à ±30 % dans la partie basse.

La relation moyenne semble suffisante puisque de toute façon les hypothèses étaient approximatives.

3. Calcul des déformations permanentes

Après avoir calculé l'accélération critique et l'accélération à laquelle est soumis le remblai pendant le séisme, le calcul des déplacements s'effectue par intégration numérique avec les hypothèses suivantes :

- le glissement se produit le long d'un plan,
- il y a déplacement chaque fois que l'accélération induite par le séisme devient supérieure à l'accélération critique,
- l'accélération critique reste constante pendant le séisme.

L'étude donne des résultats pour des magnitudes de 6 1/2, 7 1/2 et 8 1/4.

La Méthode Eléments Finis utilise une équivalence linéaire avec un module et un amortissement dépendant de la déformation. Les déformations permanentes sont calculées en fonction du rapport k_c/k_{max}.

Les calculs concernent les barrages d'environ 50 m de haut. Pour les séismes de magnitude 6 1/2 les déplacements calculés sont de l'ordre de 10 à 70 cm pour des valeurs relativement basses de k_c/k_m ($\simeq$ 0,2) alors que pour k_c/k_m de l'ordre de 0,5 ils sont inférieurs à 12 cm. On peut dire que pour les faibles valeurs de k_c/k_m ($\leqslant$ 0,1) les hypothèses de la MEF, c'est-à-dire comportement linéaire équivalent et petites déformations, ne sont plus valables.

Des calculs similaires ont été réalisés pour d'autres magnitudes sismiques : 7 1/2 et 8 1/4.

On peut raisonnablement penser que pour une masse potentielle de glissement et une accélération critique données la grandeur de la déformation permanente induite par un chargement de type sismique est régi par les 3 facteurs suivants :

- l'amplitude des accélérations moyennes induites, qui est fonction du mouvement de la base, des caractéristiques amplificatrices du remblai et de la localisation de la masse de glissement dans le remblai ;
- la fréquence de l'accélération moyenne régie par la hauteur et les caractéristiques de rigidité du remblai et qui est souvent dominée par la première période naturelle du remblai ;
- la durée de la secousse qui varie avec la magnitude du séisme.

Afin de réduire la dispersion obtenue dans les résultats, les déplacements permanents obtenus ont été normalisés avec T_0, première période naturelle et k_{max} l'accélération maximale. Les résultats obtenus montrent une nette réduction de la dispersion, ce qui montre bien l'influence de ces 2 paramètres.

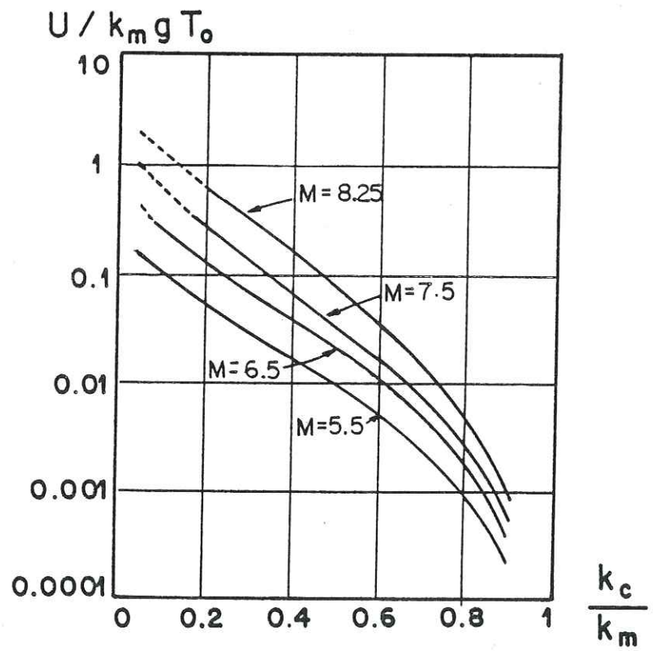


Figure I.9

Ainsi, pour calculer la déformation permanente d'un remblai construit avec un sol dont la résistance ne varie pas beaucoup lors d'un séisme, il est suffisant de déterminer son accélération de crête maximale $\ddot{u}_{max}$ et la première période naturelle T_o.

Puis en utilisant les courbes $\frac{y}{h} = f\left(\frac{k_{max}}{\ddot{u}_{max}}\right)$, on peut déterminer k_{max} pour chaque niveau de masse de glissement potentielle, puis les déplacements par les courbes

$$\frac{u}{k_{max}\, g\, T_o} = f\left(\frac{k_c}{k_{max}}\right)$$

4. Conclusion

L'application de cette méthode utilisant une réponse dynamique du remblai, se restreint aux remblais argileux compactés et aux sables secs ou denses qui ne subissent qu'une faible perte de résistance lors d'un séisme.

La méthode est approximative et part avec un certain nombre d'hypothèses simplificatrices. Elle établit cependant une relation entre l'accélération moyenne induite et la profondeur. Des courbes permettent d'estimer les déplacements desremblais de hauteur comprise entre 30 et 60 m pour différentes magnitudes sismiques. Leur utilisation nécessite la connaissance préalable de l'accélération de crête maximale et de la première période naturelle du remblai.

Il faut noter cependant que ces courbes sont des moyennes d'un échantillonnage de résultats donnant une certaine dispersion et sont limitées à un certain nombre de cas.

Bien que cette méthode apporte une approche plus rationnelle de la conception parasismique des remblais et offre un progrès significatif par rapport aux méthodes pseudostatiques conventionnelles, la nature des approximations réalisées exige qu'elle soit utilisée avec précaution et jugement surtout pour la détermination des caractéristiques du sol auquel on peut l'appliquer.

III. CONSIDERATIONS GENERALES SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

1. Introduction aux méthodes éléments finis

Il s'agit de déterminer les mouvements d'une ou plusieurs structures à partir de la connaissance d'un mouvement donné en un point spécifique du site avant la construction, c'est-à-dire en champ libre.

Il y a donc 2 parties distinctes :

- l'analyse de la réponse du site : détermination des variations spatiales et temporelles des mouvements en champ libre,
- l'analyse de l'interaction : détermination des mouvements d'une structure placée dans l'environnement sismique décrit précédemment.

Chacun des 2 types de problèmes ci-dessus peut en principe être formulé en termes de modèles continus ou discrets et nombreuses sont les formes d'équations de mouvement qui ont été proposées. Il peut être utile, cependant, pour une meilleure compréhension de la nature et de la liaison entre les 2 types de problème de considérer les équations du mouvement pour les 3 modèles linéaires ci-dessous (fig. I.10).

Les modèles sont identiques dans le sens où ils sont du type éléments finis avec le même maillage, les mêmes masses et les mêmes rigidités (sauf pour la partie structure de (b) qui n'a ni masse ni raideur, les noeuds de la structure situés au-dessus du niveau du terrain sont supposés fixes dans l'espace).

Puisque les noeuds fixes n'ont pas d'influence sur le mouvement du terrain, la figure (b) représente le problème de la réponse du site en champ libre. L'équation du mouvement est :

$$[M_f]\{\ddot{u}_f\} + [C_f]\{\ddot{u}_f\} + [K_f]\{V_f\} = \{Q_f\} \qquad (1)$$

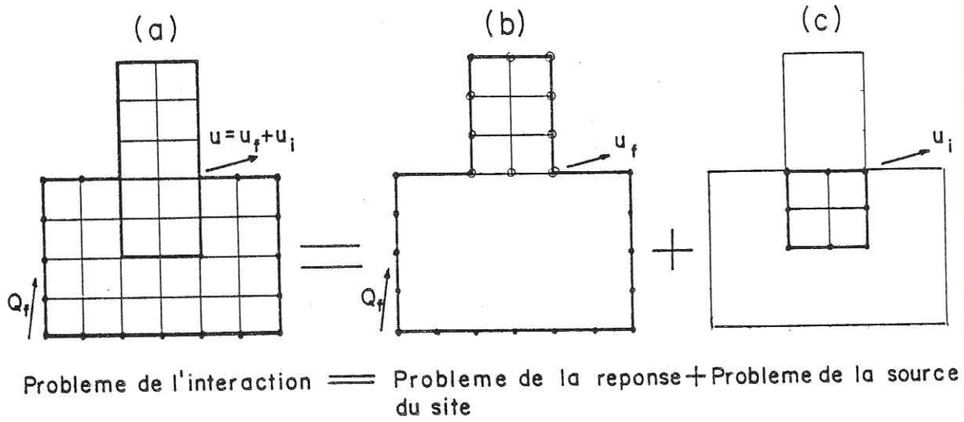


Figure I.10

où $[M_f][C_f]$ et $[K_f]$ sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité pour le champ libre et $\{u_f\}$ le vecteur déplacement d'un noeud. Les méthodes de résolution existent et permettent de calculer $\{u_f\}$ et $\{Q_f\}$

Le déplacement total est $\{u\} = \{u_f\} + \{u_i\}$ (2) où $\{u_i\}$ est le déplacement dû à l'interaction.

L'équation globale du mouvement est

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q_f\} \qquad (3)$$

ce qui conduit également à

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = \{Q_i\} \qquad (4)$$

et

$$(M_f - M)\{\ddot{u}_f\} + (C_f - C)\{\dot{u}_f\} + (K_f - K)\{u_f\} = \{Q_i\} \qquad (5)$$

Le vecteur de charge Q_i peut se calculer à partir des déplacements en champ libre. Il ne dépend que des différences de propriétés entre le sol excavé et la structure. L'équation (4) est l'équation du mouvement pour le problème de source illustré figure (c). Le problème est alors posé pour le calcul des $\{u_i\}$ et par superposition on trouve le déplacement total $\{u\}$. Cette formulation peut s'étendre à des milieux continus et tridimensionnels.

Ces formules révèlent 3 caractéristiques importantes du phénomène de l'interaction sol-structure :

- Les seuls mouvements du terrain en champ libre importants pour les phénomènes d'interaction sont ceux situés à l'intérieur du volume à excaver pour placer la partie enterrée de la structure.
- Pour les structures encastrées dans le sol, l'interaction globale dépend de la différence de masse et de rigidité entre la structure et le volume de sol excavé.
- L'analyse de l'interaction sol-structure implique l'utilisation dans la plupart des cas du principe de superposition, ce qui exclut de véritables analyses non linéaires.

La première de ces observations a des conséquences très importantes spécialement pour les structures enterrées sur des sites relativement mous. En effet, pour ce type de sites, la théorie et l'expérience indiquent que les mouvements en champ libre varient de manière significative avec la profondeur. Cela signifie que l'analyse de la réponse du site est une partie importante, voire la plus importante de l'analyse globale de l'interaction sol-structure.

La seconde observation semble plus évidente : elle met en valeur les effets de l'encastrement qui pour les structures compensées tend à réduire les effets de l'interaction.

La troisième remarque présente peu d'intérêt pour des structures telles que des centrales nucléaires qui ne sont pas conçues pour accepter des grandes déformations. De plus, le problème de la réponse du site ne peut pas être résolu par des méthodes non linéaires. Dans la plupart des cas, il est ésotérique de considérer une véritable analyse d'interaction non linéaire.

2. Résultats des études réalisées

Les différentes études menées sur les problèmes de réponse du site et de l'interaction, soit avec les ondes de volume, soit avec les ondes de surface, permettent de tirer les résultats suivants :

- une bonne analyse de la réponse du site est un point fondamental de toute analyse d'interaction sol-structure,
- il faut prendre en compte les variations spatiales des mouvements du terrain dans l'interaction sol-structures encastrées,
- dans les sols :

. les modes fondamentaux des ondes de Rayleigh et de Love dont les fréquences sont supérieures à 1 Hz s'amortissent rapidement et n'apportent pas de contribution significative aux mouvements de surface ;

. les ondes de surface de mode élevé peuvent être représentées par des ondes de volume inclinées ;

. les mouvements de surface sont à peu près identiques qu'ils proviennent d'ondes se propageant verticalement ou non, ce qui limite l'analyse à la propagation verticale ;

. les ondes se propageant verticalement (et même les ondes de Rayleigh) produisent des variations verticales dans le mouvement horizontal du terrain dont le modèle est déterminé par la présence de discontinuité à la surface du terrain. Généralement l'amplitude des mouvements diminue avec la profondeur dans les 20 premiers mètres et à chaque profondeur, il y a toute une gamme de fréquences que l'on peut supprimer ;

. la nature générale des variations des mouvements de terrain avec la profondeur peut être déterminée à partir des analyses de propagation d'onde et de celles de l'interaction sol-structure, ces dernières à l'aide de MEF, ou dans certains cas, de méthodes continues ;

. dans le cas de structures encastrées, il est impératif de tenir compte des variations des mouvements avec la profondeur sous peine d'obtenir des résultats incorrects ;

. les analyses qui représentent les mouvements par la propagation verticale des ondes P et S sont plus pessimistes que celles où les mouvements sont représentés par les ondes de Rayleigh. ;

. il faut surtout retenir que les analyses qui utilisent la propagation verticale des ondes donnent des moyens corrects d'évaluation des effets de l'interaction sol-structure ;

- pour les sites rocheux :

. les mouvements du terrain résultent d'une combinaison des différents types d'ondes dont la composition est encore inconnue ;

. les possibilités extrêmes sont que les mouvements sont dus

- uniquement à la propagation verticale des ondes
- uniquement aux ondes de Rayleigh

mais ces 2 configurations donnent des résultats semblables.

. dans une situation donnée, il est assez rare que les ondes de Rayleigh soient dominantes ;

Ces deux dernières remarques font que l'on utilisera, pratiquement, des méthodes d'analyses basées sur la propagation verticale des ondes, qui donnent des résultats suffisamment précis et qui sont plus simples à mettre en oeuvre ;

. mais en général, les effets de l'interaction sol-structure pour des structures fondées sur du rocher sont très faibles et généralement négligeables dans la pratique ;

- le seul type d'onde dont on n'a pas parlé en détails est celui des ondes de Love. Pour des raisons semblables à celles invoquées pour les ondes de Rayleigh, leurs effets sont négligeables dans les sols. Cependant dans les formations rocheuses elles peuvent accroître les efforts de torsion,
- certaines méthodes d'analyse font l'hypothèse que la partie enterrée de la structure est rigide. La validité de cette hypothèse n'a pas encore été vérifiée ;
- il faut pouvoir comparer les résultats des calculs avec des observations réelles pour pouvoir juger du bien-fondé des approximations réalisées.

CONCLUSION

Ce chapitre étudie des méthodes de calcul des déplacements présentant des différences ou des variantes par rapport à celles développées précédemment, soit au niveau des essais en laboratoire soit au niveau des méthodes de calcul employées. Le dernier paragraphe est consacré à quelques considérations générales sur l'interaction sol-structure, autre aspect des études parasismiques.

La méthode présentée par Seed en 1966 avait la particularité d'employer les résultats d'essais triaxiaux cycliques pour déterminer les déformations susceptibles de se produire. Cependant le passage des déformations axiales des échantillons aux déplacements du barrage reste incertain et le nombre, la fréquence et l'amplitude des cycles à faire subir aux échantillons en fonction du séisme ne sont pas précisés. Il en est de même du coefficient sismique intervenant dans les calculs. Dans l'état actuel des connaissances, cette méthode est inemployable.

La méthode simplifiée que Seed et Makdisi ont présentée en 1978 utilise des moyens de calculs puissants ce qui permet de tenir compte d'un comportement élasto-plastique du sol. Néanmoins, la détermination de l'accélération critique, à la base de tout calcul de déplacement, se fait toujours par une méthode pseudostatique.

Quant aux problèmes posés par le phénomène d'interaction sol-structure ils sont encore nombreux et seront sans doute long à résoudre.

B I B L I O G R A P H I E

|1| F.I. MAKDISI, H.B. SEED (1978) Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, N° GT7, pp. 849-867.

|2| H.B. SEED (1966) A method for earthquake resistant design of earth dams. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division . ASCE, Vol. 92, N° SM1, pp 13-41.

|3| H.B SEED, J. LYSMER (1981) Lecture notes for : Seismic Aspects of Geotechnical Engineering. Part. I : general considerations. Part III : Methods of Soil structure interaction analysis. Paris, May 4 - May 6, 1981.

A N N E X E 3

I. CALCUL DE L'ACCELERATION CRITIQUE

1. Equation du mouvement et représentation géométrique
2. Détermination de l'accélération critique
3. Cas d'un milieu pulvérulent et cohérent
4. Cas d'une pression interstitielle

II. EQUATION DU MOUVEMENT

1. Equation du mouvement pendant la sollicitation
2. Equation du mouvement après la sollicitation
3. Cas d'un milieu cohérent et existence d'une pression interstitielle
4. Synthèse des résultats

III. CALCUL DU DEPLACEMENT

1. Pulsation semi-rectangulaire
2. Pulsation rectangulaire
3. Pulsation semi-sinusoïdale
4. Pulsation sinusoïdale
5. Pulsation semi-triangulaire
6. Pulsation triangulaire
7. Synthèse des résultats : valeur du déplacement normalisé

A N N E X E 3

I. CALCUL DE L'ACCELERATION CRITIQUE

1. Equation du mouvement et représentation géométrique

Cas d'un milieu pulvérulent (fig. A3.1)

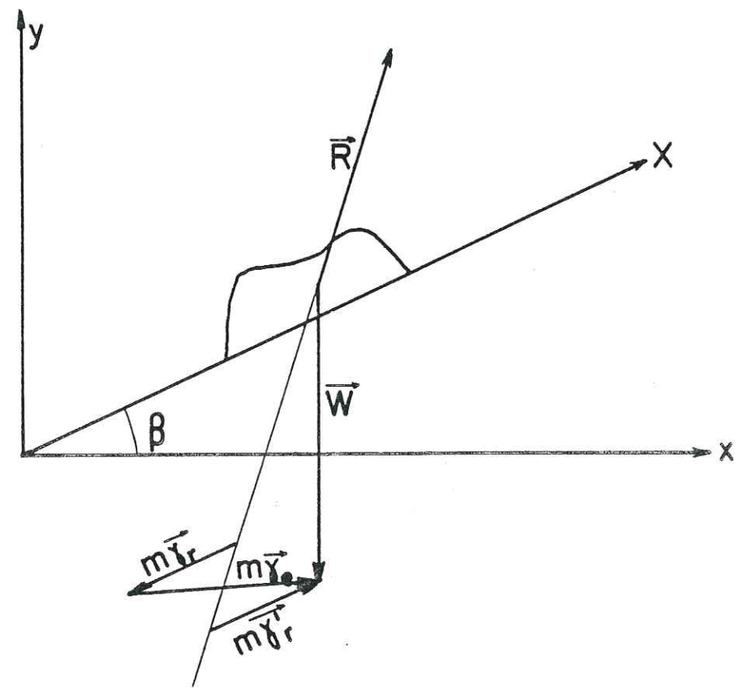


Figure A3.1 - Schéma de principe dans le cas d'un milieu pulvérulent

L'équation du mouvement s'écrit pendant la sollicitation d'entraînement

$$\vec{R} + \vec{W} = m(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r)$$

et après la sollicitation

$$\vec{R}' + \vec{W} = m'\vec{\gamma}_r'$$

2. Détermination de l'accélération critique (fig. A3.2)

C'est la valeur de l'accélération d'entraînement qui correspond à $\gamma_r = 0$

$$\vec{R}_c + \vec{W} = m\vec{\gamma}_c$$

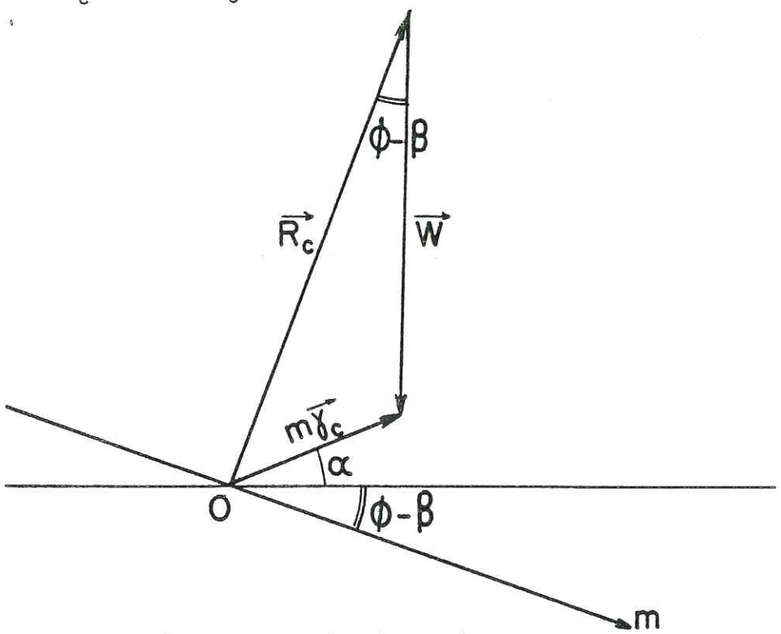


Figure A3.2 - Schématisation de l'équilibre limite du mouvement

en projetant sur Om on obtient $W\sin(\phi-\beta) = m\gamma_c \cos(\phi-\beta+\alpha)$

d'où

$$\gamma_c = g\,\frac{\sin(\phi-\beta)}{\cos(\phi-\beta+\alpha)}$$

3. Cas d'un milieu pulvérulent et cohérent

A l'équilibre limite on a $\vec{R}_c + \vec{W} + \vec{K}_c = m\vec{\gamma}_c$ (fig. A3.3)

d'où en projection sur Om

$$W\sin(\phi-\beta) + C.L.\cos\phi = m\gamma_c\cos(\phi-\beta+\alpha)$$

$$\gamma_c = g\,\frac{\frac{CL}{W}\cos\phi + \sin(\phi-\beta)}{\cos(\phi-\beta+\alpha)}$$

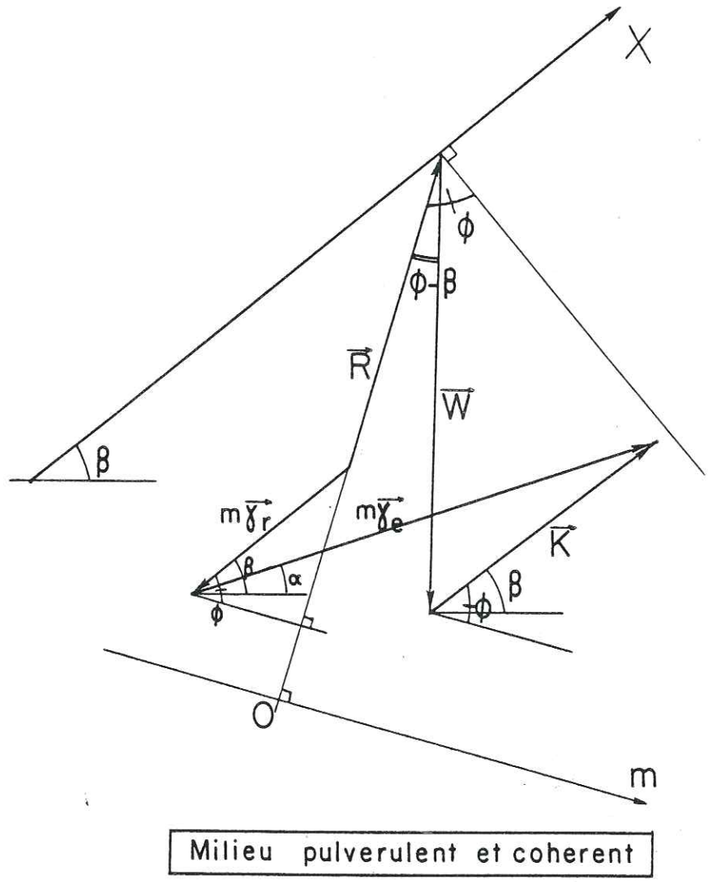


Figure A3.3

4. Cas d'une pression interstitielle

On a la représentation schématique suivante fig. A3.4 :

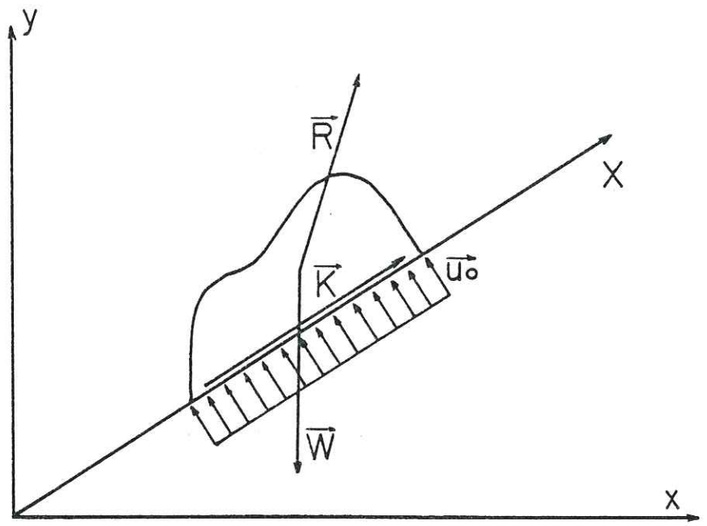


Figure A3.4 - Effet d'une pression interstitielle u_o

A l'équilibre limite (fig.A3.5) $\vec{R}_c + \vec{W} + \vec{K}_c = m\vec{\gamma}_c$

d'où en projection sur Om

$$W\sin(\phi-\beta) + C.L.\cos\phi - u_o L\sin\phi = m\gamma_c\cos(\phi-\beta+\alpha)$$

L'expression qui donne l'accélération critique est donc dans ce cas

$$\gamma_c = g\,\frac{\frac{CL}{W}\cos\phi + \sin(\phi-\beta) - \frac{u_o.L}{W}\sin\phi}{\cos(\phi-\beta+\alpha)}$$

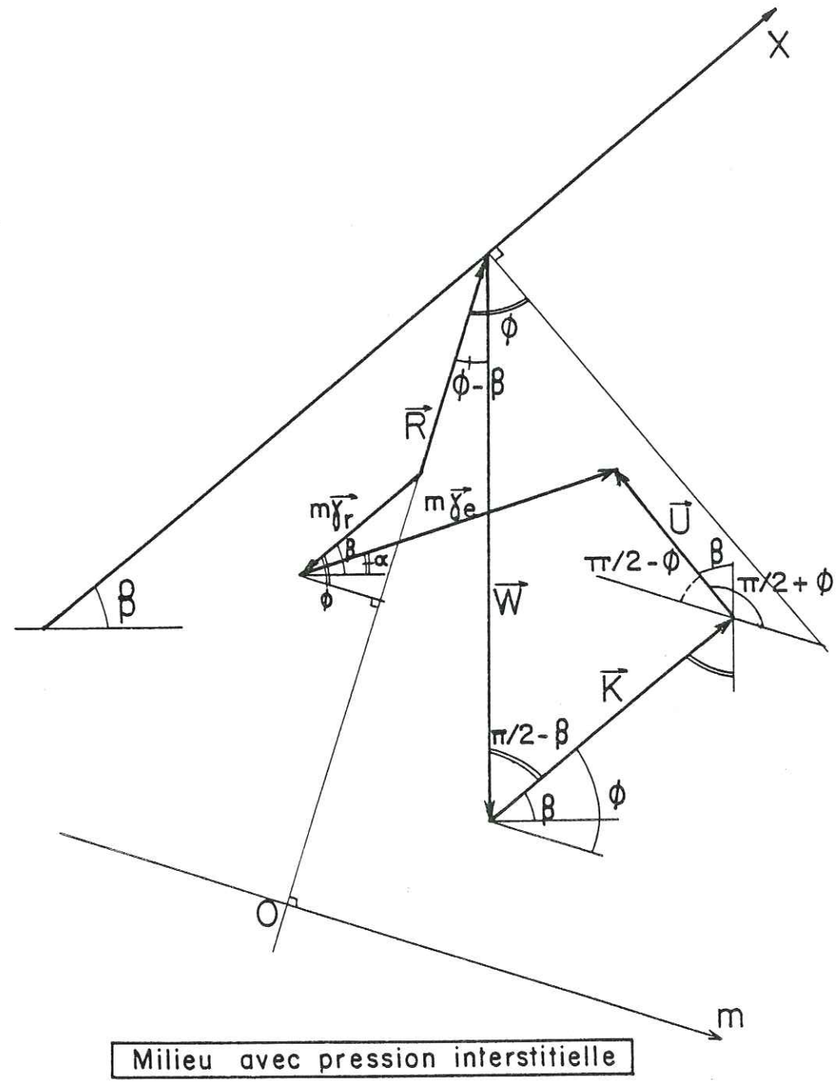


Figure A3.5

II. EQUATION DU MOUVEMENT

1. Equation du mouvement pendant la sollicitation

Pour un milieu purement pulvérulent $\vec{R} + \vec{W} = m(\vec{\gamma}_e + \vec{\gamma}_r)$ (fig. A3.6)

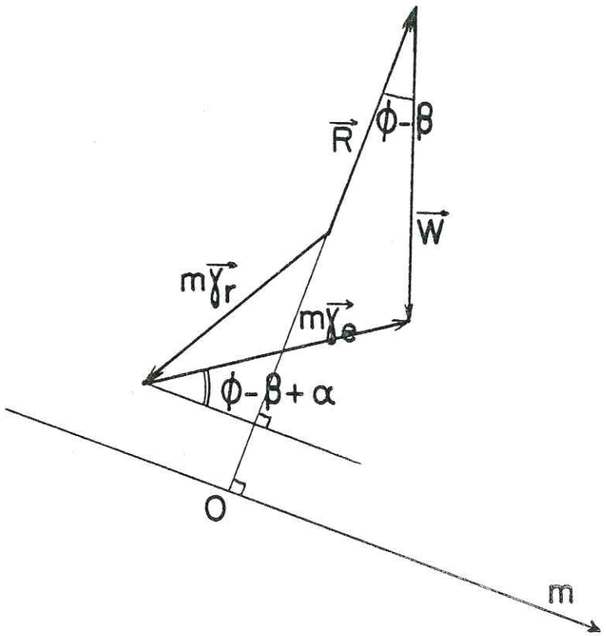


Figure A3.6 - Représentation des forces en présence pendant la sollicitation lorsqu'il y a mouvement

en projection sur Om

$$W\sin(\phi-\beta) = m\gamma_e\cos(\phi-\beta+\alpha) - m\gamma_r\cos\phi$$

$$\gamma_r = \frac{\gamma_e\cos(\phi-\beta+\alpha) - g\sin(\phi-\beta)}{\cos\phi}$$

or $g\sin(\phi-\beta) = \gamma_c\cos(\phi-\beta+\alpha)$ d'où

$$\gamma_r = (\gamma_e - \gamma_c)\frac{\cos(\phi-\beta+\alpha)}{\cos\phi}$$

2. Equation du mouvement après la sollicitation

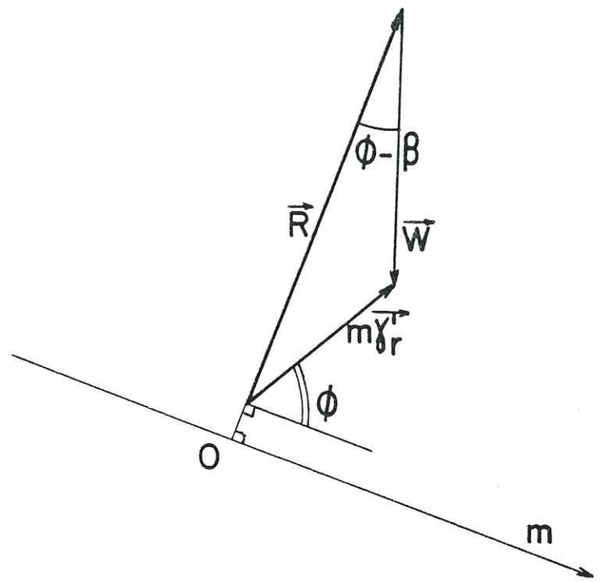


Figure A3.7 - Représentation des forces en présence après la sollicitation

en projection sur Om (fig. A3.7)

$$W\sin(\phi-\beta) = m\gamma'_r\cos\phi$$

$$\gamma'_r = g\frac{\sin(\phi-\beta)}{\cos\phi}$$

$$\gamma'_r = \gamma_c\frac{\cos(\phi-\beta+\alpha)}{\cos\phi}$$

3. Cas d'un milieu cohérent et existence d'une pression interstitielle

Dans le cas d'un milieu cohérent ou soumis à une pression interstitielle non nulle, les équations des mouvements pendant et après la sollicitation restent identiques à celles des paragraphes 1. et 2.. Seule la valeur de l'accélération critique γ_c change.

4. Synthèse des résultats

On peut poser $k = \frac{\gamma e}{g}$, $k_c = \frac{\gamma c}{g}$ et $\frac{d^2X}{dt^2} = \gamma_r$

L'axe X est orienté vers le haut (voir figure A3.1)
L'équation du mouvement pendant la sollicitation est

$$\frac{d^2X}{dt^2} = -(k-k_c)\,\frac{\cos(\phi-\beta+\alpha)}{\cos\phi}$$

L'équation du mouvement après la sollicitation est

$$\frac{d^2X}{dt^2} = k_c\,\frac{\cos(\phi-\beta+\alpha)}{\cos\phi}$$

Les valeurs de k_c à prendre en compte sont :

Milieu	k_c
Frottant	$\frac{\sin(\phi-\beta)}{\cos(\phi-\beta+\alpha)}$
Frottant et cohérent	$\frac{\frac{CL}{W}\cos\phi + \sin(\phi-\beta)}{\cos(\phi-\beta+\alpha)}$
Frottant et cohérent soumis à une pression interstitielle	$\frac{\frac{CL}{W}\cos\phi + \sin(\phi-\beta) - \frac{u_oL}{W}\sin\phi}{\cos(\phi-\beta+\alpha)}$

Tableau 25

III. CALCUL DU DEPLACEMENT

L'intégration par rapport au temps des équations du mouvement pendant et après sollicitation sismique ne peut se faire qu'en connaissant les variations de k(t).

On calculera les déplacements induits par les variations suivantes de k(t) : (fig. A3.8)

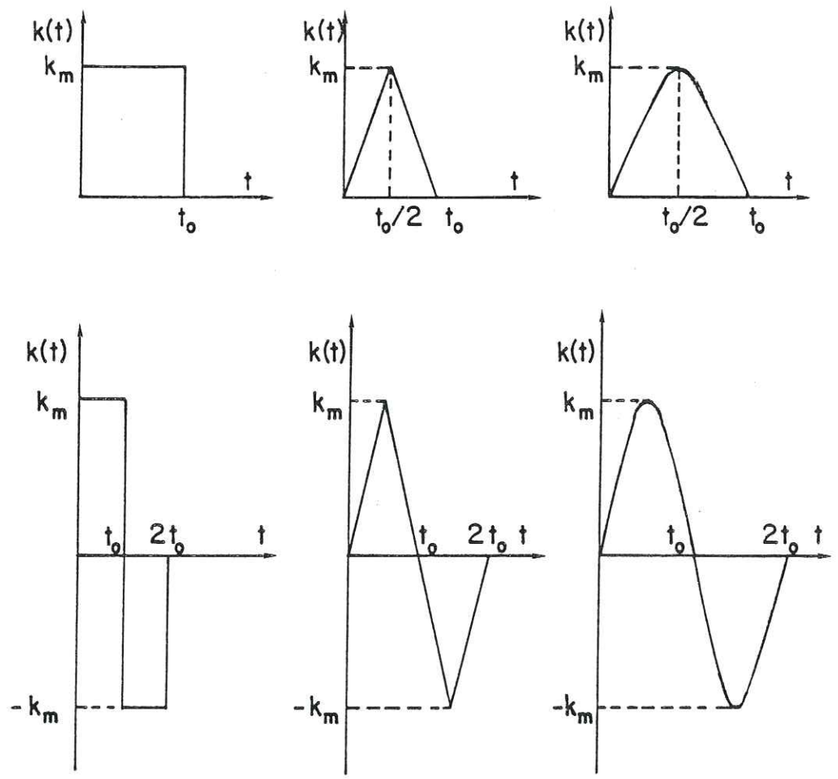


Figure A3.8 - Les divers types de sollicitations étudiés

1. Pulsation semi-rectangulaire

Pendant la sollicitation

- équation du mouvement $\ddot{X} = - g\bar{C}(k_m - k_c)$ où $\bar{C} = \dfrac{\cos(\phi-\beta+\alpha)}{\cos\phi}$
- vitesse par intégration $\dot{X} = - g\bar{C}t(k_m - k_c)$

et vitesse maximale (en valeur absolue) à t_o : $\dot{X}_m = - g\bar{C}t_o(k_m - k_c)$

- déplacement par intégration $X = - \frac{1}{2} g\bar{C}t^2(k_m - k_c)$

et déplacement maximum (en valeur absolue) à t_o : $X_m = - \frac{1}{2} g\bar{C}t_o^2(k_m - k_c)$

Après la sollicitation

- équation du mouvement $\ddot{X} = gk_c\bar{C}$
- vitesse par intégration avec condition initiale en $t = t_o$

$$\dot{X} = g\bar{C}k_c t + \dot{X}_o = g\bar{C}k_c(t-t_o) - g\bar{C}t_o(k_m - k_c)$$

la vitesse s'annule au temps $t_1 = (\frac{k_m}{k_c})t_o$

- déplacement : c'est l'aire du triangle hachuré :

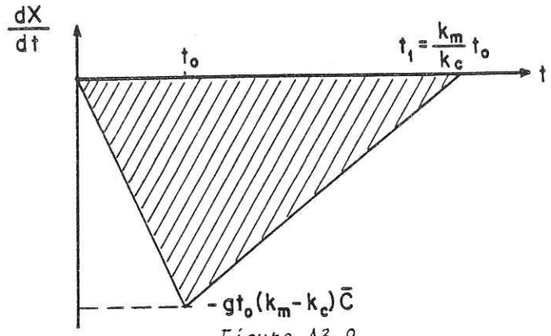


Figure A3.9

Soit $|X_m| = \frac{1}{2} g\bar{C}t_o^2 k_m(\frac{k_m}{k_c} - 1)$

On appellera déplacement normalisé U la quantité $\dfrac{|X_m|}{g\bar{C}k_m t_o^2}$

Pour une période semi-rectangulaire $U = \frac{1}{2}(\frac{k_m}{k_c} - 1)$

2. Pulsation rectangulaire

Pendant la sollicitation

- équation du mouvement $\ddot{X} = - g\bar{C}(k_m - k_c)$ pour $t < t_o$

  $\ddot{X} = - g\bar{C}(-k_m - k_c)$ pour $t_o < t < 2t_o$
- vitesse par intégration pour $t < t_o$

  $\dot{X} = -g\bar{C}t(k_m - k_c)$ maximale en valeur absolue pour $t = t_o$

  $\dot{X}_m = -g\bar{C}t_o(k_m - k_c)$
- vitesse pour $t_o < t < 2t_o$

  $\dot{X} = g\bar{C}(k_m + k_c)(t - t_o) - g\bar{C}t_o(k_m - k_c)$

Cette vitesse s'annule au temps $t_1 = \dfrac{2}{1 + \frac{k_c}{k_m}} t_o$ qui marque donc la fin du déplacement.

On remarque que quelle que soit la valeur de k_c/k_m, t_1 reste inférieur à $2t_o$. Donc pour un cycle entier en accélération d'entraînement, le mouvement s'arrête toujours avant la fin du cycle. Cela signifie que si l'on soumet le bloc à un nombre n de cycles d'accélération d'entraînement, le déplacement qui en résultera sera égal à n fois le déplacement calculé pour un cycle.

Le déplacement est représenté par l'aire du triangle hachuré (fig.A3.10)

$$|X_m| = g\bar{C}k_m t_o \frac{1 - k_c/k_m}{1 + k_c/k_m}$$

Le déplacement normalisé est

$$U = \frac{1 - k_c/k_m}{1 + k_c/k_m}$$

U tend vers 1 quand k_c/k_m tend vers 0.

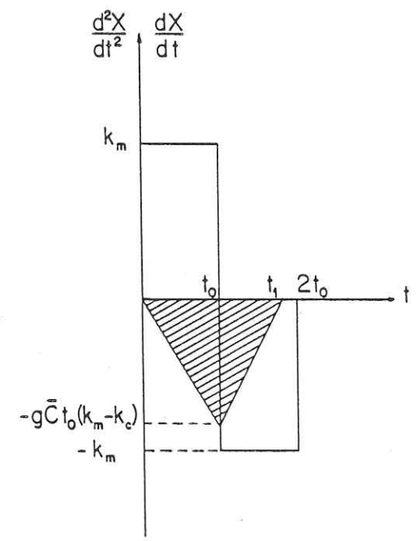


Figure A3.10 - Accélération et vitesse relative pendant une sollicitation rectangulaire

3. Pulsation semi-sinusoïdale

- Pendant la sollicitation

- équation du mouvement : l'expression de l'accélération est $k_m \sin\pi \frac{t}{t_o}$

avec $t < t_o$ d'où $\ddot{X} = - g\bar{C}\left[k_m \sin\pi \frac{t}{t_o} - k_c\right]$

le mouvement débute à l'instant t_1 tel que $\sin\pi \frac{t_1}{t_o} = \frac{k_c}{k_m}$

soit $t_1 = \frac{t_o}{\pi}\varepsilon$ avec $\varepsilon = \text{Arc}\sin\frac{k_c}{k_m}$

- calcul de la vitesse par intégration à partir de t_1

$$\dot{X}(t) = \int_{t_1}^{t} X(\tau)d\tau = - g\bar{C}k_m t_o \left[\frac{1}{\pi}\left(\cos\varepsilon - \cos\frac{\pi t}{t_o}\right) - \frac{k_c}{k_m}\left(\frac{t}{t_o} - \frac{\varepsilon}{\pi}\right)\right]$$

- cas où le mouvement s'arrête avant t_o

Il existe $t_1 < t_2 < t_o$ tel que $\dot{X}(t_2) = 0$

en posant $q = \pi\frac{t_2}{t_o}$ on a $t_2 = \frac{t_o}{\pi}\left(\varepsilon + \frac{k_m}{k_c}(\cos\varepsilon - \cos q)\right)$

avec q vérifiant $\cos\varepsilon + \varepsilon\frac{k_c}{k_m} = \cos q + q\frac{k_c}{k_m}$

comme t_2 ne peut varier que de $\frac{t_o}{2}$ à t_o q varie de $\frac{\pi}{2}$ à π

t_2 existe si et seulement si $k_c/k_m > 0{,}725$

Le déplacement se calcule par intégration et il est donné par la formule

$$|X_m| = \frac{g\bar{C}t_o^2 k_m^2}{2\pi^2 k_c}\left(\frac{k_c}{k_m} - \sin q\right)^2$$

et le déplacement normalisé

$$U = \frac{1}{2\pi^2}\frac{k_m}{k_c}\left(\frac{k_c}{k_m} - \sin q\right)^2$$

- Après la sollicitation

Si $\frac{k_c}{k_m} < 0{,}725$ le mouvement se poursuit après l'arrêt de la sollicitation sismique d'entraînement.

La vitesse pour $t = t_o$ est

$$\dot{X}(t_o) = -g\bar{C}k_m t_o\left(1 + \cos\varepsilon + \varepsilon\frac{k_c}{k_m}\right) + g\bar{C}k_c t_o$$

et le déplacement :

$$X(t_o) = -g\bar{C}k_m\frac{t_o^2}{\pi^2}\left(\pi\cos\varepsilon + \pi\varepsilon\frac{k_c}{k_m} - \varepsilon\cos\varepsilon\right) - g\bar{C}k_c\frac{t_o^2}{\pi^2}\left(1 - \frac{\varepsilon^2}{2} - \frac{\pi^2}{2}\right)$$

- équation du mouvement $\dot{X} = g\bar{C}k_c$

- vitesse par intégration $\dot{X}(t) = +g\bar{C}k_c(t-t_o) + \dot{X}(t_o)$

soit $\dot{X}(t) = g\bar{C}k_c(t-t_o) - g\bar{C}k_m t_o\left(1 + \cos\varepsilon + \varepsilon\frac{k_c}{k_m}\right) + g\bar{C}k_c t_o$

qui s'annule en $t_3 = t_o\frac{k_m}{\pi k_c}\left(1 + \cos\varepsilon + \varepsilon\frac{k_c}{k_m}\right)$

- déplacement par intégration

$$X(t) = \frac{1}{2}g\bar{C}k_c(t-t_o)^2 + \dot{X}(t_o).(t-t_o) + X(t_o)$$

Le déplacement maximal s'obtient par $|X_m| = |X(t_3)|$ soit

$$|X_m| = \frac{g\bar{C}k_m t_o^2}{\pi^2}\left(\frac{k_c}{k_m} + \varepsilon - \pi + \frac{\cos^2(\varepsilon/2)}{\text{tg}(\varepsilon/2)}\right)$$

et le déplacement normalisé est

$$U = \frac{1}{\pi^2}\left(\frac{k_c}{k_m} + \varepsilon - \pi + \frac{\cos^2(\varepsilon/2)}{\text{tg}(\varepsilon/2)}\right)$$

4. Pulsation sinusoïdale

L'équation du mouvement s'écrit $\ddot{X} = - g\bar{C}\,(k_m \sin \pi \frac{t}{t_o} - k_c)$

le mouvement débute à l'instant $t_1 = t_o \frac{\varepsilon}{\pi}$ où $\varepsilon = \text{Arc sin} \frac{k_c}{k_m}$

c'est le cas étudié en première partie du paragraphe 3. mais ici il n'y a plus de restriction sur la valeur de k_c/k_m.

Donc $$|X_m| = \frac{g\bar{C}t_o^2\, k_m^2}{2\Pi^2\, k_c} \left(\frac{k_c}{k_m} - \sin q\right)^2$$

et $$U = \frac{1}{2\pi^2} \frac{k_m}{k_c}\left(\frac{k_c}{k_m} - \sin q\right)^2$$ tend vers $\frac{2}{\pi}$ quand $\frac{k_c}{k_m}$ tend vers 0

où q est tel que $\cos\varepsilon + \varepsilon \frac{k_c}{k_m} = \cos q + q \frac{k_c}{k_m}$

Comme dans le cas de la pulsation rectangulaire, le déplacement s'arrête toujours avant la fin du cycle.

5. Pulsation semi-triangulaire

a) première phase : $t \leq t_o/2$

L'expression de k(t) est donnée par $k(t) = \frac{2k_m}{t_o} t$ d'où l'équation du mouvement

$$\ddot{X} = - g\bar{C}\left(\frac{2k_m}{t_o} t - k_c\right)$$

Il n'y a mouvement qu'à partir de $t_1 = \frac{t_o}{2} \frac{k_c}{k_m}$

La vitesse se calcule par intégration

$$\dot{X}(t) = \int_{t_1}^{t} \ddot{X}(\tau)d\tau = -g\bar{C}\frac{k_m}{t_o} t^2 + g\bar{C}k_c t - g\bar{C}\frac{t_o}{4} \frac{k_c^2}{k_m}$$

de même que le déplacement

$$X(t) = \int_{t_1}^{t} \dot{X}(\tau)d\tau = -g\bar{C}\frac{k_m}{3t_o}\left[t^3 - \left(\frac{t_o}{2}\frac{k_c}{k_m}\right)^3\right] + g\bar{C}\frac{k_c}{2}\left[t^2 - \left(\frac{t_o}{2}\frac{k_c}{k_m}\right)^2\right] - g\bar{C}\frac{k_c^2}{k_m}\frac{t_o}{4}\left(t - \frac{t_o}{2}\frac{k_c}{k_m}\right)$$

Pour $t = t_o/2$ les valeurs de la vitesse et du déplacement sont :

$$\dot{X}\left(\frac{t_o}{2}\right) = - g\bar{C}k_m \frac{t_o}{4}\left(1 - \frac{k_c}{k_m}\right)^2$$

$$X\left(\frac{t_o}{2}\right) = - g\bar{C}k_m \frac{t_o^2}{24}\left(1 - \frac{k_c}{k_m}\right)^3$$

b) deuxième phase $\frac{t_o}{2} < t < t_o$

Cette deuxième phase existe toujours puisque $\dot{X}\left(\frac{t_o}{2}\right)$ est négative (l'axe X est toujours orienté vers le haut)

L'expression de k(t) est :

$$k(t) = \frac{2k_m}{t_o}(t_o - t)$$

et l'équation du mouvement s'écrit alors

$$\ddot{X} = - g\bar{C}\left(\frac{2k_m}{t_o}(t_o - t) - k_c\right)$$

Par intégration le calcul de la vitesse donne

$$\dot{X}(t) = -g\bar{C}k_m t_o \left[- \frac{t^2}{t_o^2} + \left(2 - \frac{k_c}{k_m}\right)\frac{t}{t_o} + \frac{1}{4}\frac{k_c^2}{k_m^2} - \frac{1}{2}\right]$$

en t_o elle a pour valeur

$$\dot{X}(t_o) = - g\bar{C}k_m t_o \left(\frac{1}{4}\frac{k_c^2}{k_m^2} - \frac{k_c}{k_m} + \frac{1}{2}\right)$$

qui s'annule pour $\frac{k_c}{k_m} = 2 - \sqrt{2}$ (environ 0,586)

Si $\dot{X}(t_o)$ est négative, c'est-à-dire si $\frac{k_c}{k_m} < 2-\sqrt{2}$, le mouvement se poursuit au-delà du temps t_o.

Si $\frac{k_c}{k_m} > 2-\sqrt{2}$ le mouvement s'arrête avant t_o au temps

$$t_2 = (1 - \frac{k_c}{k_m})\ (\frac{1+\sqrt{2}}{2})\ t_o$$

D'où la valeur du déplacement maximal $|X_m| = g\bar{C}k_m t_o^2(\frac{3+2\sqrt{2}}{12})\ (1-\frac{k_c}{k_m})^3$

et celle du déplacement normalisé

$$U = (\frac{3+2\sqrt{2}}{12})\ (1 - \frac{k_c}{k_m})^3$$

c) <u>troisième phase $t \geq t_o$</u>

Cette phase n'existe que si $\frac{k_c}{k_m} < 2-\sqrt{2}$

L'équation du mouvement est $\dot{X} = -g\bar{C}k_c$

Par intégration, la vitesse a pour expression

$$\dot{X}(t) = - g\bar{C}k_c(t-t_o) + \dot{X}(t_o)$$

qui s'annule au temps $t_3 = \frac{t_o}{2}(\frac{k_m}{k_c} + \frac{k_c}{2k_m})$

Le déplacement s'obtient par intégration de la vitesse

$$X(t) = - \frac{1}{2} g\bar{C}k_c t^2 + (\dot{X}(t_o) + g\bar{C}k_c t_o)t + X(t_o)$$

avec $X(t_o) = - \frac{g\bar{C}k_m t_o^2}{24}(6 - 12\frac{k_c}{k_m} + 6\frac{k_c^2}{k_m^2} - \frac{k_c^3}{k_m^3})$

Il est maximal au temps $t = t_3$ et a pour valeur

$$|X_m| = g\bar{C}k_m t_o^2 \left(\frac{1}{8}\frac{k_m}{k_c} - \frac{1}{4} + \frac{1}{8}\frac{k_c}{k_m} - \frac{1}{96}\frac{k_c^3}{k_m^3}\right)$$

Le déplacement normalisé s'écrit

$$U = \frac{1}{8}\frac{k_m}{k_c} - \frac{1}{4} + \frac{1}{8}\frac{k_c}{k_m} - \frac{1}{96}\frac{k_c^3}{k_m^3}$$

6. <u>Cycle triangulaire</u>

Il faut considérer les 3 expressions suivantes de $k(t)$:

si $0 \leq t \leq \frac{t_o}{2}$ alors $k(t) = \frac{2k_m}{t_o}\ t$

si $\frac{t_o}{2} \leq t \leq \frac{3t_o}{2}$ alors $k(t) = \frac{2k_m}{t_o}(t_o-t)$

si $\frac{3t_o}{2} \leq t \leq 2t_o$ alors $k(t) = \frac{2k_m}{t_o}(t-2t_o)$

a) <u>première phase $0 \leq t \leq t_o/2$</u>

Elle est identique à celle de la pulsation semi-triangulaire. La vitesse finale est

$$\dot{X}(\frac{t_o}{2}) = - g\bar{C}k_m \frac{t_o}{4}(1 - \frac{k_c}{k_m})^2$$

et le déplacement

$$X(\frac{t_o}{2}) = - g\bar{C}k_m \frac{t_o^2}{24}(1 - \frac{k_c}{k_m})^3$$

b) deuxième phase $\frac{t_o}{2} \leq t \leq \frac{3t_o}{2}$

Cette phase existe toujours. L'équation du mouvement est

$$\ddot{X} = - g\bar{C}\ (-2k_m \frac{t}{t_o} + 2k_m - k_c)$$

qui donne la vitesse par intégration

$$\dot{X}(t) = - g\bar{C}k_m t_o \left[- \frac{t^2}{t_o^2} + (2-\frac{k_c}{k_m}) \frac{t}{t_o} + \frac{1}{4}\frac{k_c^2}{k_m^2} - \frac{1}{2} \right]$$

expression valable jusqu'à $t = \frac{3t_o}{2}$ où

$$\dot{X}(\frac{3t_o}{2}) = - g\bar{C}k_m t_o (\frac{1}{4}\frac{k_c^2}{k_m^2} - \frac{3}{2}\frac{k_c}{k_m} + \frac{1}{4})$$

qui s'annule pour $\frac{k_c}{k_m} = 3-2\sqrt{2}$ (environ 0,172)

Si $\frac{k_c}{k_m} < 3-2\sqrt{2}$ il y aura une troisième phase

Sinon on peut connaître l'instant où s'arrête le mouvement

$$t_2 = \frac{t_o}{2} \left[(2+\sqrt{2}) - \frac{k_c}{k_m} (\sqrt{2}+1) \right]$$

et l'expression du déplacement maximal

$$|X_m| = g\bar{C}k_m t_o^2 (\frac{3+2\sqrt{2}}{12}) (1 - \frac{k_c}{k_m})^3$$

et du déplacement normalisé

$$U = (\frac{3+2\sqrt{2}}{12}) (1 - \frac{k_c}{k_m})^3$$

c) troisième phase $\frac{3t_o}{2} \leqslant t \leqslant 2t_o$

N'existe que si $\frac{k_c}{k_m} < 3-2\sqrt{2}$

Les conditions en $t = \frac{3t_o}{2}$ sont

$$\dot{X}(\frac{3t_o}{2}) = - g\bar{C}k_m t_o \left[\frac{1}{4}\frac{k_c^2}{k_m^2} - \frac{3}{2}\frac{k_c}{k_m} - \frac{1}{4} \right]$$

et

$$X(\frac{3t_o}{2}) = - g\bar{C}k_m \frac{t_o^2}{24} \left[(3-\frac{k_c}{k_m})^3 - 16 \right]$$

L'équation du mouvement s'écrit :

$$\ddot{X} = - g\bar{C} (\frac{2k_m}{t_o} t - 4k_m - k_c)$$

Par intégration, l'expression de la vitesse est

$$\dot{X}(t) = - g\bar{C}k_m t_o \left[\frac{t^2}{t_o^2} - (4 + \frac{k_c}{k_m}) \frac{t}{t_o} + 4 + \frac{1}{4}\frac{k_c^2}{k_m^2} \right]$$

Elle s'annule au temps $t_3 = \frac{t_o}{2} (4 + \frac{k_c}{k_m} - 2\sqrt{2} \sqrt{\frac{k_c}{k_m}})$

comme $t_3 \leqslant 2t_o$ le mouvement s'arrêtera toujours avant la fin du cycle de l'accélération d'entraînement.

Par intégration de la vitesse, le déplacement a pour expression

$$X(t) = -g\bar{C}k_m t_o^2 \left[\frac{1}{3}\frac{t^3}{t_o^3} - (2+\frac{k_c}{2k_m}) \frac{t^2}{t_o^2} + (4+\frac{1}{4}\frac{k_c^2}{k_m^2}) \frac{t}{t_o} - (\frac{52 + k_c^3/k_m^3}{24}) \right]$$

Le déplacement maximal est

$$|X_m| = g\bar{C}k_m t_o^2 \left(\frac{1}{2} - 2\frac{k_c}{k_m} - \frac{1}{2}\frac{k_c^2}{k_m^2} + \frac{1}{6}\frac{k_c}{k_m}\left(8 + \frac{k_c}{k_m}\right)\sqrt{2\frac{k_c}{k_m}} \right)$$

et donc le déplacement normalisé

$$U = \frac{1}{2} - 2\frac{k_c}{k_m} - \frac{1}{2}\frac{k_c^2}{k_m^2} + \frac{1}{6}\frac{k_c}{k_m}\left(8 + \frac{k_c}{k_m}\right)\sqrt{2\frac{k_c}{k_m}}$$

qui tend vers $\frac{1}{2}$ lorsque $\frac{k_c}{k_m}$ tend vers 0

7. Synthèse des résultats : valeur du déplacement normalisé

Tableau 26

k_c/k_m / sollicitation	0,172	0,586	0,725	1
semi rectangulaire	$U = \frac{1}{2}\left(\frac{k_m}{k_c} - 1\right)$			
rectangulaire	$U = \frac{1 - k_c/k_m}{1 + k_c/k_m}$			
semi sinusoïdale	$U = \frac{1}{\pi^2}\left(\frac{k_c}{k_m} + \varepsilon - \pi + \frac{\cos^2(\varepsilon/2)}{tg(\varepsilon/2)}\right)$		$U = \frac{1}{2\pi^2}\frac{k_m}{k_c}\left(\frac{k_c}{k_m} - \sin q\right)^2$	
sinusoïdale	$U = \frac{1}{2\pi^2}\frac{k_m}{k_c}\left(\frac{k_c}{k_m} - \sin q\right)^2$			
semi triangulaire	$U = \frac{1}{8}\frac{k_m}{k_c} - \frac{1}{4} + \frac{1}{8}\frac{k_c}{k_m} - \frac{1}{96}\frac{k_c^3}{k_m^3}$		$U = \left(\frac{3+2\sqrt{2}}{12}\right)\left(1 - \frac{k_c}{k_m}\right)^3$	
triangulaire	$U = f\left(\frac{k_c}{k_m}\right)$	$U = \left(\frac{3+2\sqrt{2}}{12}\right)\left(1 - \frac{k_c}{k_m}\right)^3$		

avec $\varepsilon = \text{Arc}\sin\frac{k_c}{k_m}$ et q vérifiant $\cos\varepsilon + \varepsilon\frac{k_c}{k_m} = \cos q + q\frac{k_c}{k_m}$

et $U = f\left(\frac{k_c}{k_m}\right) = \frac{1}{2} - 2\frac{k_c}{k_m} - \frac{1}{2}\frac{k_c^2}{k_m^2} + \frac{1}{6}\frac{k_c}{k_m}\left(8 + \frac{k_c}{k_m}\right)\sqrt{2\frac{k_c}{k_m}}$

Le tableau suivant donne les valeurs numériques du déplacement normalisé pour les 6 types de sollicitation. Il est suivi d'une représentation graphique

$\log U = f(k_c/k_m)$.

On notera avec intérêt que la durée du déplacement reste toujours inférieure à $2t_0$ dans le cas d'une sollicitation cyclique.

Tableau 27

CALCUL DU DEPLACEMENT NORMALISE

POUR DIFFERENTES ACCELERATIONS D"ENTRAINEMENT

KC/KM	SEMI RECTANGULAIRE	RECTANGULAIRE	SEMI SINUSOIDALE	SINUSOIDALE	SEMI TRIANGULAIRE	TRIANGULAIRE
.05	9.5	.904761905	3.73960405	.561842123	2.2562487	.419831853
.1	4.5	.818181818	1.71825014	.48537044	1.01248958	.354628479
.15	2.83333333	.739130435	1.04785175	.420580993	.602048177	.298294511
.2	2	.666666667	.715200373	.363623234	.399916667	.248679556
.25	1.5	.6	.517657116	.312863797	.28108724	.20490564
.3	1.16666667	.538461538	.387678221	.267593829	.203885417	.166595875
.35	.928571429	.481481482	.296318768	.22572718	.150446243	.133385983
.4	.75	.428571429	.22910868	.189785332	.111833333	.104911688
.45	.611111111	.379310345	.178011472	.157114992	.083078559	.080808713
.5	.5	.333333333	.138207863	.127668651	.0611979167	.0607127819
.55	.409090909	.290322581	.106633918	.101551456	.0442896543	.0442596182
.6	.333333333	.25	.0812503138	.0788721747	.0310849446	.0310849441
.65	.269230769	.212121212	.060649125	.0596656543	.0208244844	.0208244845
.7	.214285714	.176470588	.0438295514	.0428823823	.013113961	.0131139608
.75	.166666667	.142857143	.0289047563	.0289047563	7.58909782E-03	7.58909759E-03
.8	.125	.111111111	.0179740574	.0179740574	3.88561808E-03	3.88561805E-03
.85	.088235294	.081081081	9.71826307E-03	9.71826307E-03	1.63924513E-03	1.63924502E-03
.9	.0555555555	.052631579	3.92083165E-03	3.92083165E-03	4.85702262E-04	4.85702127E-04
.95	.0263157894	.0256410257	5.54290348E-04	5.54290348E-04	6.07127827E-05	6.07127295E-05

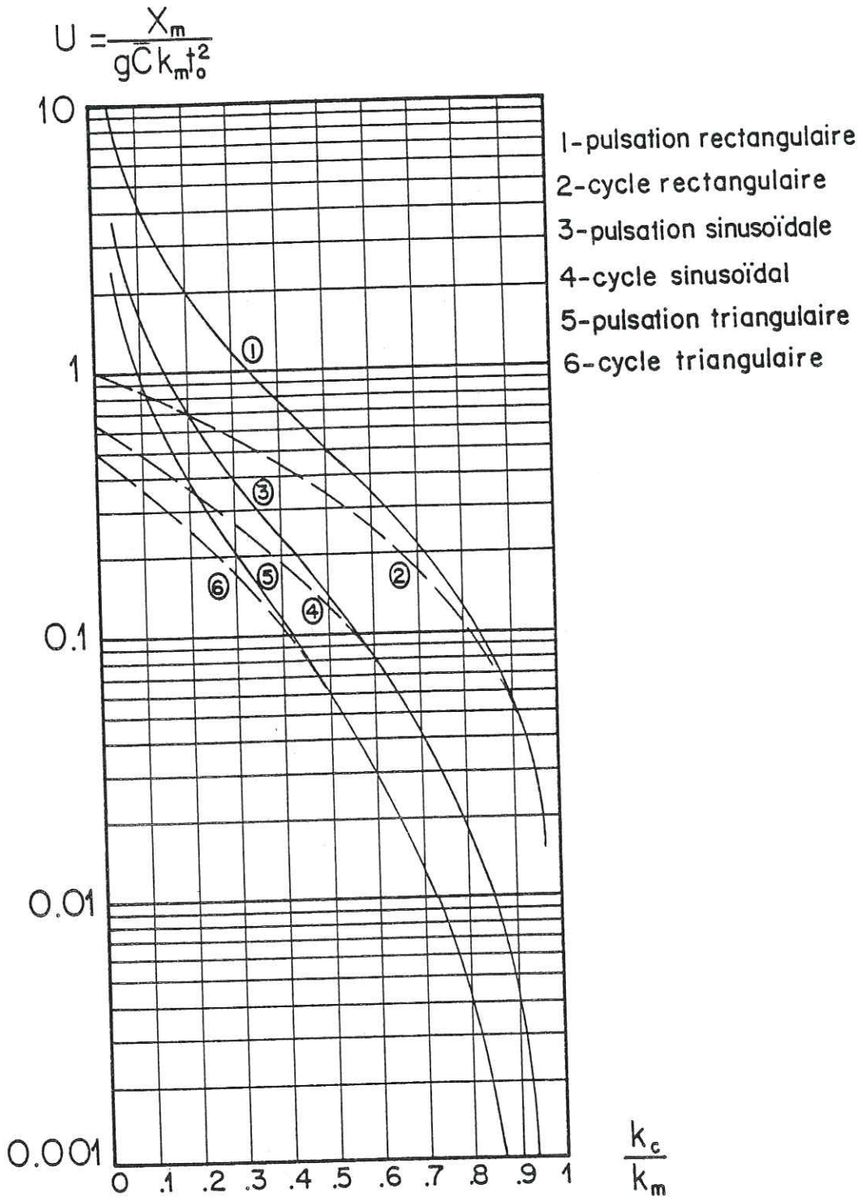


Figure A3.11 - *Représentation du déplacement normalisé en fonction de k_c/k_m*

CONCLUSION

CONCLUSION

Au terme de cette étude, il nous paraît important de revenir sur certains points.

Et en tout premier lieu, le choix d'une méthode pseudostatique, qui même améliorée, ne pourra sans doute jamais prétendre prévoir le comportement d'un ouvrage aux séismes avec autant de précision qu'une véritable méthode dynamique. Il faut cependant rappeler que la quasi totalité des méthodes d'analyse de 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 (comportement visco élastique du sol par exemple) et des méthodes de calculs plus sophistiquées (éléments finis). Les véritables méthodes dynamiques sont rares et leur utilisation très délicate et très coûteuse. Elles sont de ce fait réservées à des ouvrages exceptionnels : grands barrages et installations nucléaires essentiellement. 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 (ondes de surface par exemple).

Un des principaux reproches que l'on faisait aux méthodes pseudostatiques concernait le choix de la valeur du coefficient sismique. Nous avons délaissé les calculs réalisés en élasticité ou en viscoélasticité pour définir le coefficient sismique à partir de l'accélérogramme du séisme. Ce coefficient devient donc une fonction de la magnitude du séisme, de la distance à l'épicentre et de la période prédominante de l'accélérogramme. Une légère modification du programme de calcul permettrait même de tenir compte du type de sol : rocher, sol dur, sol mou.

Mais l'avantage considérable que nous avons vu dans ces méthodes pseudo-statiques est qu'elles permettent de réaliser simplement un calcul du déplacement permanent induit par le séisme. Nous présentons le mode de calcul d'un accélérogramme équivalent, qui, ajouté à la détermination d'une accélération critique, permet par application du principe fondamental de la Mécanique de calculer le déplacement permanent. Les études ont porté sur la rupture circulaire des talus homogènes et sur la rupture des barrages à noyau argileux incliné. Dans les deux cas les résultats montrent l'extrême sensibilité de la grandeur du déplacement aux variations de la magnitude du séisme ainsi que le rôle joué par la distance.

Pour résumer, nous pouvons affirmer que les méthodes pseudostatiques ont encore de l'avenir. Certes il faut faire preuve d'un minimum de discernement pour ne pas les employer aveuglément, mais l'utilisation de corrélations pour déterminer la valeur du coefficient sismique et la simplicité avec laquelle elles permettent le calcul du déplacement, le tout pour un coût quasi nul, devraient leur assurer une expansion dans les prochaines années, car elles sont sans concurrence pour le calcul parasismique des petits ouvrages.

LISTE DES NOTATIONS

b_i	largeur de la tranche i
C	cohésion du sol
C_i	cohésion du sol à la base de la tranche i
C_c	valeur critique de la cohésion du sol
D	distance épicentrale
e(x)	position des points d'application des efforts intertranches
f(x)	profil du talus
F	facteur de sécurité
G	module de cisaillement du sol
g	intensité de la pesanteur
H	hauteur du talus ou du barrage
H_i	composante horizontale de l'effort intertranche
I	intensité d'un séisme
i_N	intensité nominale d'un séisme (règles PS 69)
k^*	facteur de répartition descontraintes le long de la ligne de glissement (méthode de Taylor)
k	coefficient sismique
k_m	valeur maximale du coefficient sismique
k_c	valeur critique du coefficient sismique
$\vec{K}$	force de cohésion du sol
L	longueur de contact entre le bloc et la ligne de glissement (méthode des blocs)
L_a	longueur de l'arc de glissement (méthode de Taylor)
L_c	longueur de la corde de la ligne de glissement (méthode de Taylor)
L_i	Longueur de la base de la tranche i
M	magnitude du séisme
N	nombre équivalent de cycles
N	effort normal à la ligne de glissement
N_i	effort normal à la base de la tranche i

R	distance au foyer, ou hypocentrale
$\vec{R}$	réaction du sol
R_i	réaction du sol sur la tranche i
t	temps
t_o	demi période prédominante du séisme
T_o	première période naturelle du remblai
U	déplacement normalisé
V_i	composante verticale de l'effort intertranche
V_s	vitesse des ondes de cisaillement dans le sol
$\vec{W}$	poids du sol en glissement
W_i	poids du sol de la tranche i
x_c, y_c	coordonnées du centre du cercle de glissement
x_G, y_G	coordonnées du centre de gravité de la partie du talus en glissement
X_m	déplacement permanent maximal
$y(x)$	profil de la ligne de glissement
Z_i	effort intertranche

:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:-:

α_i	inclinaison de la base de la tranche i
β	pente du talus
γ	poids volumique du sol
$\vec{\gamma}_a$	accélération absolue
$\vec{\gamma}_c$	accélération d'entrainement critique
$\vec{\gamma}_e$	accélération d'entrainement
$\vec{\gamma}_r$	accélération relative pendant la sollicitation sismique
$\vec{\gamma}'_r$	accélération relative après la sollicitation
θ	pente de la corde de la ligne de glissement
λ	facteur d'amortissement d'un oscillateur

μ_1, μ_2	coefficients intervenant dans la méthode des perturbations
ρ	rayon du cercle de glissement
ρ_R	distance de $\vec{R}$ au centre du cercle de glissement
ρ_K	distance de $\vec{K}$ au centre du cercle de glissement
$\vec{\sigma}$	contrainte le long de la ligne de glissement
σ_n	contrainte normale le long de la ligne de glissement
τ	contrainte tangentielle le long de la ligne de glissement
ϕ	angle de frottement interne du sol
ϕ_c	valeur critique de l'angle de frottement interne
ϕ_i	angle de frottement interne du sol à la base de la tranche i
ω_o	pulsation propre d'un oscillateur

DERNIERE PAGE D'UNE THESE

3È CYCLE, DOCTEUR INGÉNIEUR OU UNIVERSITÉ

Vu les dispositions de l'arrêté du 16 avril 1974,

Vu les rapports de M. B. CORDARY et NEGRE

M. .....

M. CHULLÉ Didier ..... est autorisé

à présenter une thèse en vue de l'obtention du grade de DOCTEUR Ingénieur

.....

Grenoble, le 08 JUIN 1983

Le Président de l'Université Scientifique
et Médicale

M. TANCHE

THESE de DOCTEUR-INGÉNIEUR

Titre de l'ouvrage : **Risque sismique et stabilité des pentes**
Application aux barrages

Nom de l'auteur : Didier HELLE

Etablissement : Université Scientifique et Médicale de Grenoble

RÉSUMÉ

Après la donnée de quelques définitions et éléments chiffrés sur le risque sismique, la première partie traite de la sismicité en France et des règles parasismiques en vigueur et se termine par une étude bibliographique sur les divers types de ruptures observés sur les ouvrages en terre pendant les séismes.

La seconde partie présente les différentes méthodes d'analyse de stabilité des pentes et les diverses hypothèses menant au calcul du cœfficient sismique. Le calcul du facteur de sécurité pseudostatique est réalisé avec des adaptations des méthodes de Taylor et des perturbations. Les abaques tracés permettent de déterminer le facteur de sécurité pseudostatique ou l'accélération critique d'un talus de caractéristiques données, alors que pour les barrages à noyau incliné on étudie l'influence de l'inclinaison du noyau sur la résistance aux séismes.

Le calcul du déplacement permanent est abordé dans la dernière partie où, après une synthèse des méthodes présentées dans la littérature, on détaille le calcul du déplacement d'un talus homogène en rupture circulaire et d'un barrage à noyau incliné. Le comportement du sol est supposé rigide-plastique et le bloc en glissement est soumis à un accélérogramme équivalent déterminé en fonction de la magnitude, de la distance à l'épicentre et de la période prédominante de l'accélérogramme réel.

MOTS-CLÉS

Accélérogramme équivalent ; Barrages en terre ; Cœfficient sismique ; Déplacement permanent ; Géotechnique ; Mécanique des sols ; Méthode des perturbations ; Méthode de Taylor ; Pseudostatique ; Règles parasismiques ; Rigide plastique ; Risque sismique ; Rupture ; Séisme ; Stabilité des pentes.