

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



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



UNIVERSITE HADJ LAKHDAR BATNA

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

Département d'Hydraulique

Mémoire de Magister en Hydraulique

Option : Hydraulique Numérique et Environnement

Présenté par :

BAKROUNE Mohamed cherif

Pour obtenir le diplôme de Magister en Hydraulique Numérique et Environnement

Thème

***Analyse dynamique d'un barrage en béton compacté
au rouleau (B.C.R) sous charge sismique***

Mémoire soutenu le :.....

Devant le jury composé de :

Jury	GRADE	Affiliation	Qualité
LAHBARI Nourddine	M.C.A	Université Hadj Lakhdar BATNA	Président
FOURAR Ali	M.C.A	Université Hadj Lkhdar BATNA	Rapporteur
GUETTALA Abdelhamid	Pr	Université Mohamed Khidar BISKRA	Examineur
KADID Abdelkarim	M.C.A	Université Hadj Lakhdar BATNA	Examineur

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2010/2011



Je dédie ce mémoire

A

- ✓ Ma chère mère.
- ✓ Mes frères.
- ✓ Mes filles et mon fils Ayoub-sabar.
- ✓ Mes neveux, mes nièces, mes cousins et liens, mes amis.
- ✓ Mon promoteur et professeurs de l'institut d'hydraulique.
- ✓ Tous les étudiants de la post graduation (H. N. E) et responsables de l'institut hydraulique.
- ✓ A la science et au progrès.

ومن طلب العلا سهر الليالي
أضاع العمر في طلب المحالي

بقدر الكد تكتسب المعالي
ومن طلب العلا من غير كد

يسرني أهل العلم مرتين من عمري ، إحداهما بتعليمي أيام جهلي والثانية
بمذاكرتي أيام علمي .

محمد الشريف بكرون

Remerciements

Je tiens avant tout à adresser mes plus sincères remerciements à mon professeur Dr : Ali Fourar qui m'a proposé ce sujet.

Je voudrais exprimer ma profonde connaissance à mon promoteur Dr : Ali Fourar qui fait un parfait directeur de ma thèse, toujours prêt à partager son savoir, et ses qualités scientifiques.

Son support et ses précieux conseils m'ont donné le courage dans les moments difficiles.

Un grand merci pour leur présence et pour la confiance qu'il m'a accordée.

Mes remerciements iront ensuite à Mer, Dr : Lahbabi Nourddine ; Dr : Kadid Abdel Karim ; Pr : Guettla Abdelhamid pour avoir accepté d'être membres du jury.

Un dernier grand merci à ma mère, source d'affection et de tendresse, et à mes enfants : sur tout Ayoub-sabar ; pour leur grande affection et leur soutien constant, et à tous mes frères et mes amis qui grâce à leur présence, j'ai pu affronter les difficultés.

Merci

Bakroune Mohamed Cherif

FIGURES

CHPITRE I

Figure (I, 1) : Axonométrie schématique d'une source sismique09

Fig (I,2) : (1) Sismologie d'une explosion nucléaire , (2) sismologie d'un séisme.....11

Fig (I, 3) : coupe schématique du globe terrestre12

Fig (I, 4) : Coupe schématique du globe terrestre13

Fig (I, 5) : Station sismographique21

Fig (I, 6) : Représentation schématique du mouvement des ondes (P) et des ondes (S)...39

Fig (I, 7) : Accélérographe du tremblement de terre pour $a_{g\max} = 1.8 \text{ m/s}^2$ 42

Fig (I, 8) : Spectre de réponse réglementaire (Composante horizontale43

Figure (I, 9): Spectre de réponse (a) – Spectre de déplacement S_d 44

Figure (I, 10) : Spectre de réponse (b)- spectre d'accélération S_a 45

Fig (I, 11) : Développement de spectre de demande élastique réduit équivalent46

CHAPITRE II

Figure (II, 1) : Vue en plan du barrage principale de la digue du col.....51

CHAPITRE III

Fig (III, 1) : localisation géographique de la région d'étude (Algérie Nord – orientale)...60

Fig (III, 2) : Les mouvements des terrains dans la région de Mila62

CHAPITRE IV

Fig (IV, 1) : spectre quadrilogarithmique79

Fig (IV, 2) : Réponse spectrale (sol dur)80

Fig (IV, 3) : spectre des composantes horizontales81

Fig (IV, 4) : Amortissement interne.....83

Fig (IV, 5) : Accélérogramme El Haria région Constantine83

Fig (IV, 6) : Forces appliquées sur le barrage95

Fig (IV, 7) : déplacements horizontaux et verticaux en régime statique96

Fig (IV, 8) : Répartition des pressions hydrostatiques et fissurations fermées97

Fig (IV, 9) : Déplacement maximal horizontal selon l'axe Y à la base du barrage	98
Fig (IV, 10) : Déplacement selon l'axe Z à l'aval du barrage	99
Fig (IV, 11) : contraintes effectives maximales à la base de l'ouvrage.....	100
Fig (IV12) : Contraintes de cisaillement réparties sur toute la digue du barrage.....	101
Fig (IV, 13) : fissurations ouvertes(en rouge)et fermées(en bleu) pour T= 5,17s	102
Fig (IV, 14) : Ecrasement du beton au point critique du barrage pour T= 5,17s	103
Fig (IV, 15) : fissurations ouvertes dans le corps du barrage après T= 5,17s	104
Fig (IV, 16) : Déformation de la digue du barrage après le séisme	105

Liste des Tableaux

CHAPITRE I

Tableau N^o (I, 1) : Valeurs des accélérations nominales par rapport à l'accélération de pesanteur g.....42

CHAPITRE IV

Tableau N^o (IV, 1) : Equivalence des grandeurs dynamiques.....75

Tableau N^o (IV, 2) : Modélisation en deux dimensions.....85

Tableaux des matières

Titre	page
Introduction générale	
Chapitre I: ELEMENTS DE SISMOLOGIE	
I - Généralités sur les tremblements de terre	9
I-1 Classification et terminologie	9
1- Les séismes superficiels	10
2 –Les séismes intermédiaires	10
3 –Les séismes profonds	10
I- 2 Les microséismes	10
I-3 Les séismes artificiels	11
I-4-Relation des séismes avec la tectonique des plaques	12
I-5-Mesure de l'importance d'un séisme	13
I-5-1-Magnitude d'un séisme	13
I-5-2- Intensité	14
I-5-3 Moment sismique	16
I-5-4 Notion de force de cisaillement	17
I-5-5 Temps de compression	18
I-5-6. Notion de déformation	18
I -6- Etude des répliques	18
I-7- Notion de faille, faille transformante	19
I-8-Aperçu sur le mécanisme au foyer	20
I-9- Sismicité de l'Algérie	20
I-10.Loi de comportement du béton compacté au rouleau (B.C.R) et méthode de résolution pour les matériaux du barrage en B.C.R	24
I-11 Le B.C.R selon deux approches	24
I-12 Lois de développement de la technologie B.C.R	24
I-13 Les constituants d'un B.C.R	24
I-14 Matériaux cimentaires	25
I-14-1Granulats	25
I-14-2 Eau	25
I-14-3Adjuvants	25
I-15 Propriété mécanique et physique du B.C.R	
I-15-1 Propriétés mécaniques	25
I-15-2 Module d'élasticité statique	26
I-15-3 Résistance à la compression	26
I-15-4 Résistance à la traction	27
I-15-5 Résistance au cisaillement	27

I-16 Recommandation relative à la résistance des matériaux	27
I-16-1 Détermination des valeurs caractéristiques	27
I-17 Valeurs caractéristiques des résistances des matériaux dans la fondation	28
I-17-1 Masse rocheuse	28
I-17-2 Les discontinuités	28
I-18. Méthode pour la détermination des propriétés mécaniques de la masse rocheuse	28
I-19. Méthode pour la détermination des propriétés mécaniques des joints rocheux	29
I-20. Les valeurs caractéristiques guidés par le béton compacté au rouleau B.C.R	30
I-20-1 Résistance au cisaillement	30
I-20-2 Résistance à la traction	30
I-20-3 Résistance à la compression	31
I-21. Influences des matériaux pour la fabrication du béton	31
I-22. Stabilité au glissement	32
I-22 -1 Contrainte normale	32
I-22 -2 Stabilité interne	33
I-23 Mécanisme de rupture	33
I-23-1. L'approche classique	33
I-23 -2 Modèle de NAVIER	34
I-23 -3 Critère de projet	34
I-23 -4 Condition de non traction	35
I-24. Loi de comportement	35
I-25. Prise en compte des écoulements internes	35
I-25 -1 Contrainte totale	35
I-25 -2 Contrainte effective	36
I-25 -3 Limite des ses approches	36
I-26. Principe de la théorie de l'élasticité	36
I -26 - 1 Notion de déformation	36
I-26-2 Module d'allongement (module de Young E)	37
I-26-3 Le coefficient de contraction (Poisson)	37

I-26-4 Le module de rigidité (de Coulomb)	37
I-26-5 Le module d'incompressibilité K	38
I-27. Ondes sismiques	38
I-27-1 Les ondes longitudinales	39
I-27 -2 Ondes transversales ou de cisaillement	40
I-27 -3 Ondes superficielles (ondes de Rayleigh et ondes de Love)	40
I-27 -4. Paramètre des mouvements sismiques	40
I-27-5. Accélérographes	42
I-27 -6. Utilisation des spectres des réponses	43
I – 27- 7. Utilisations d'un spectre de déplacement	43
I-27-8. Utilisation d'un spectre d'accélération	44
I-27-9. Spectres réglementaires (règle parasismique)	44
I-27-10. Spectres élastiques normalisés	45
I-27-11. Spectre de dimensionnement	45
	46

Chapitre II: de Barrage poids en béton Compacté au rouleau (B.C.R)

Description du barrage en béton

II - Technique du béton compacté au rouleau (B.C.R) pour les barrages	48
II -1 – Définition	48
II – 2- Le B.C.R est mis en œuvre à faible teneur en eau	49
II – 3- Le B.C.R est mis en œuvre en couches minces	50
II – 4- Le B.C.R est fortement compacté	50
II – 5- L'ouvrage doit avoir une étanchéité spécifique	50
II-6 – Intérêt du B.C.R et domaine d'utilisation	50
II-6–1 Intérêt économique	50
II-6–2 Intérêt du point de vue des délais de réalisations	51
II – 7 - Les différents types de barrages	51
II-7-1 critère de barrage	51
II -7 – 2 La typologie des barrages	52
II -7 -3 Fonctionnement des barrages	52
II -7-4 Méthode de construction du barrage	53
II -8 Morphologie de la vallée considérée	55
II-9 - Matériaux disponibles	55
II – 9 – 1 Les matériaux de construction utilisés	55
II -10 Crues et ouvrages hydrauliques	56

II – 11 Détermination de la hauteur des barrages	56
II – 11 – 1 Principe général	56
II -11 -2 Définition de la hauteur d'un barrage existant en l'absence du plan	57
II – 12- Les volumes des retenues	57
II - 12 – 1 Définition	57
II – 12 – 2 Calcul du volume	57
II – 13- Critère économique	58
II – 14 Conclusion sur le choix du type de barrage	58
Chapitre III: Etude des barrages Poids classique en (B.C.R)	
(Cas du barrage de Béni Haroun)	
III - Etude géologique et géotechnique	59
III -1. Movement des terrains dans la region de Mila (Algérie Nord Orientale)	59
III -2. Introduction	59
III -3. Cadre géologique	59
III -4. Hydrologie	60
III -5. Oued el-kaim	61
III -6. Béni Haroun	61
III -7. Aperçu structural	61
III -8. Glissements des terrains	61
III -9. Conclusion	63
III -10. Sismicité de site de barrage	63
III -11. Données sismologiques	63
III -11-1. Faille Kherata	64
III -11-2.Région de Jijel	64
III -11-3. Région Guelma	64
III -11-4. Région Constantine	64
III -12. Les barrages et les risques sismiques	64
III -13. Généralités sur les barrages poids classique en (B.C.R)	65
III -13-1. Fondation	65
III -13-2. Traitement de la fondation	65
III -14. Drainage	66
III -15. Analyse de la stabilité	66

III -15-1. Les actions	67
III -15-1-1. Les actions permanentes	67
III -15-1-2. Les actions variables	67
III -15-1- 3. Les actions accidentelles (les séismes)	68
III -16- Combinaisons d'actions	69
III -17 Calcul de la stabilité	69
III -18. Pré dimensionnement d'un barrage poids en B.C.R	70
Chapitre IV: Modélisation des barrages poids en (B.C.R)	
IV – 1. Introduction	72
IV-2. Modélisation des ouvrages	74
IV-2-1. Mode de vibration (oscillation des ouvrages – spectre de réponse)	74
IV-2-2. Mode d'oscillation (oscillation simple et oscillation multiple)	76
IV -3. Analyse modale spectrale, généralité	77
IV -3-1. Résolution à l'aide d'un spectre de réponse	77
IV -3-2. Détermination de spectre de réponse	77
IV -3-3. Analyse spectrale	79
IV -3-4. Amortissement	82
IV-4. Accélérogramme utilisé dans cette étude	83
IV-5. Intensité et Magnitude	84
IV-6. Paramètre de mouvement du sol	84
IV -7. Méthode de calcul pour l'analyse de comportement au séisme du barrage poids en B.C.R	84
IV -8. Modélisation de l'interaction sol structure	84
IV – 8-1. Caractéristique de la modélisation	85
IV – 8-2.Caractéristique de maillage	85
IV – 9. Méthode des éléments finis	85
IV –10. Méthode de résolution de Newmark	88
IV- 10 - 1. Newmark et la méthode de Crank-Nicholson et θ - schémas approchés	89
IV -10 - 2. Newmark accélération	90

IV- 10 - 3. Newmark déplacement	91
IV- 10 - 4. Schémas à un pas	91
IV – 11. Fiche synoptique du projet	93
IV – 12. Caractéristique des matériaux	94
IV – 13. Calcul du barrage de Béni Haroun	94
Conclusion	108

Introduction générale

L'analyse dynamique des ouvrages hydrauliques tels que les barrages poids en béton ont toujours fait l'objet d'une qualification préalable au séisme.

Dans l'analyse dynamique des barrages en béton compacté au rouleau (B.C.R) l'étude des interactions sol-structure (I.S.S) et sol- structure-fluide (I.S.S.F) est devenue nécessaire.

L'analyse de la réponse sismique des ouvrages tels que les barrages et les réservoirs de stockage nécessitent la considération des effets d'interaction fluide- structure et dans quelques circonstances, de la compressibilité de l'eau. Ces effets peuvent introduire des modifications substantielles dans les caractéristiques modales de la structure, telles que les fréquences et les modes propres de vibration.

Pour l'étude du comportement dynamique du barrage poids en béton compacté au rouleau (B.C.R) sous l'effet d'une charge sismique, l'aléa sismique fait apparaître principalement deux niveaux de séismes à prendre en compte:

- MCE (maximum credible earthquake) correspondant au séisme maximal qui peut-être envisagé sur un site.
- DBE (design basis earthquake) est un niveau de séisme pour lequel on souhaite protéger l'ouvrage de manière à ce que son utilisation ne soit pas compromise.

Le séisme de référence est généralement défini par les paramètres macrosismiques suivants : Intensité épiscoptrale – Profondeur focale – Distance épiscoptrale – Sismicité induite par le site.

A partir de ces données on définit les paramètres nécessaires au calcul numérique : la magnitude, le spectre de réponse, les accélérographes correspondant au spectre de réponse.

La méthode de calcul numérique pour l'analyse dynamique des barrages en (B.C.R) sous l'effet sismique tient compte en générale de : - l'effort exercé au cours d'un séisme sur un barrage, des mécanismes de rupture pouvant générer différents types d'ondes (onde de compression, onde de cisaillement, onde de surface).

La présente étude qui s'intéresse donc à l'analyse dynamique d'un barrage en béton compacté au rouleau (B.C.R) sous l'effet d'une charge sismique comporte en premier chapitre un rappel sur l'élément de sismologie qui concerne le tremblement de terre

provoqué par la libération d'une quantité d'énergie se propageant sous forme d'ondes sismiques, des types de séismes et leur classifications, la tectonique des plaques, la mesure de l'importance d'un séisme, les répliques des séismes et la détermination de la sismicité d'une région.

Dans ce premier chapitre on s'intéresse d'une part à la théorie de l'élasticité qui concerne les déformations (compte tenu des modules de Young, Poisson, rigidité et du module de la compressibilité), comme il est fait rappel des ondes sismiques (longitudinales, transversales ou de cisaillement, les ondes superficielles, Rayleigh et Love), ainsi qu'aux chargements sismiques (paramètre des mouvements sismique, les accélérographes, et les spectres de réponse)

Le deuxième chapitre est consacré à la technique du béton compacté au rouleau (B.C.R) qui à un grand avantage tel que la technologie de production et de mise en place simple et rapide, la diminution du nombre de joints. Le B.C.R qui est un matériau hautement optimisé, de durée de vie plus longue, comme il est plus économique, se distingue par sa rapidité de construction, sa propriété mécanique élevée pour un dosage de ciment donné et son rapport flexion/compression élevé, il peut-être produit également sans adjuvant, sa consistance très sèche requiert toujours l'application d'un effort de compactage, il se caractérise une faible teneur en liant $\leq 175 \text{ kg/m}^3$, et une grande stabilité volumique, résistant à l'érosion, incompressible, il ne nécessite pas ou peu de coffrage, une mise en œuvre en couche mince, l'étanchéité du barrage en B.C.R est assurée au parement amont en béton vibré équipé avec un joint Water-stop.

Le troisième chapitre de ce mémoire est consacré essentiellement au barrage de Béni Haroun.

Le quatrième chapitre est consacré à la modélisation des barrages poids en béton compacté au rouleau (B.C.R) à partir d'un mode de rupture des barrages

L'analyse dynamique des barrages est synonyme d'analyse du comportement sismique, car c'est le seul effet dynamique qu'il est amené à supporter et compte parmi les cas de charge des forces d'origine sismique, mais on les introduit sous forme de charge statique équivalente obtenue par multiplication de la masse d'ouvrage par le coefficient sismique. Les données sismiques nécessaires aux calculs sont le mouvement du sol, la durée, la réponse spectre, et l'amplitude.

L'objectif de ce présent mémoire consiste à proposer une méthode de modélisation du comportement dynamique du barrage de Béni Haroun en service et de prédire la fiabilité et

la sécurité de cet ouvrage. Cette méthode est celle de Newmark dont la résolution a pu être effectuée par l'utilisation du code de calcul ADINA.

CHAPITRE : I

ELEMENTS

DE

SISMOLOGIE

Introduction

Le tremblement de terre ou séisme est un mouvement brusque de la surface terrestre, provoqué par la libération d'une grande quantité d'énergie accumulée depuis des années. Cette énergie se propage sous forme d'ondes sismiques génératrices d'une série de mouvements vibratoires de la surface de la terre. Le séisme est caractérisé par la soudaineté, la courte durée et les effets destructeurs.

C'est à cause des catastrophes tant matérielles qu'humaines que les séismes peuvent engendrer, qu'ils furent répertoriés et signalés dès la plus haute antiquité.

Le savant musulman Ibn Sina fut le premier à donner une explication scientifique au phénomène sismique en écrivant vers l'an 1000 que la formation des montagnes peut s'expliquer par deux phénomènes différents :

- Elle est due à des plissements de la croûte terrestre, tel qui peut produire un violent séisme.
- Elle est due à l'action de l'eau qui s'est frayée de nouvelles voies en creusant les vallées. Un autre musulman Jalal El-Dine Asyut déclara vers 1505 que le séisme était perçu non pas comme un phénomène de la terre figée mais comme le résultat d'un paysage terrestre en mouvement continu qui évolue suivant un processus de déformation lent, mais perceptible.

La loi de Hooke a été découverte en 1660 qui associe tremblement de terre et onde élastique.

Navée en 1821 à établi l'équation générale de l'équilibre et du mouvement de la théorie d'élasticité. Robert Mallet avait réalisé vers 1850 les premières mesures d'ondes élastiques se propageant dans le sol. Avant cela Cauchy en 1822 obtient un succès important dans la théorie d'élasticité en développant la conception de six équations indépendantes décrivant les tensions et six autres équations décrivant les déformations. C'est en fait, Poisson qui a découvert les deux types d'ondes connues aujourd'hui sous le nom d'ondes longitudinales P et d'ondes transversales S . Il est le premier à avoir trouvé que la vitesse des ondes P est $\sqrt{3}$ fois supérieure à celle des ondes S .

L'observation des ondes de Love a été réalisée un peu plus tard lors du premier enregistrement des ondes sismiques. Lamb est le premier à avoir dépouillé le premier sismogramme théorique en découvrant une série de trois impulsions successives (P , S et ondes de Love). C'est à Potsdam en Allemagne qu'a été effectué en 1889 le premier enregistrement du séisme lointain de Tokyo au Japon. Harry Reid fut l'un des premiers à

expliquer le brusque mouvement d'une faille associée au séisme du 18 avril 1906 à San Francisco en proposant la théorie du rebond élastique.

L'idée de la tectonique des plaques commença à être introduite dans les sciences de la terre à partir de 1912. La tectonique des plaques a mis en évidence la répartition géographique des séismes et que les tremblements de terre sont des phénomènes d'origine tectoniques, ils accompagnent les déformations actuelles de l'écorce terrestre.

La sismologie qui est une branche importante de la géophysique étudie les séismes, l'activité sismique et la structure interne du globe. Elle résulte d'une synthèse entre l'observation des effets d'ébranlement macrosismique des séismes et de la théorie de l'élasticité des milieux continus.

Les barrages qui sont des ouvrages hydrauliques de tailles différentes peuvent induisent des risques sismiques importants. Parmi les barrages poids, les barrages en béton compacté au rouleau (B.C.R) présentent un grand intérêt car les grands barrages poids sont actuellement réalisés le plus souvent en (B.C.R).

Pour ces barrages, le béton est mis en place par couches minces superposées sans mettre que les liaisons entre ces couches jouent un rôle essentiel dans le comportement du corps du barrage. Dans le domaine des barrages poids les paramètres de résistance qui entrent dans les codes de calcul font souvent l'objet d'essais expérimentaux en quantité limitée.

Les ouvrages hydrauliques tels que les barrages sont susceptibles d'interagir fortement avec le sol environnant. Par ailleurs ces structures dont la sûreté est essentielle ne relèvent pas des règles usuelles de dimensionnement et des méthodes adaptées de justification au séisme doivent être mises en œuvre. Elles incluent des modélisations détaillées par éléments finis incluant une partie du sol environnant.

La justification se fait alors en approchant numériquement la réponse dynamique de la structure pour plusieurs signaux sismiques imposés.

La prédiction du comportement dynamique des barrages sous sollicitations sismiques est un enjeu très important dans l'évaluation de leur sécurité en zones sismiques. Ceci exige essentiellement une connaissance rationnelle de l'action sismique agissant sur tous les points de liaison de la structure avec le sol de fondation. Les procédures d'analyse sismique des structures sont souvent approchées par des hypothèses simplificatrices. Parmi les plus importantes de ces hypothèses on cite celles qui supposent que le signal sismique est uniforme.

Pour les structures étendues tel que les barrages , cette simplification ne peut plus être retenue, il y a en effet l'influence d'un facteur supplémentaire, qui est la variabilité spatio-temporelle du mouvement sismique .Cette variabilité peut se traduire par des forces additionnelles en plus des forces d'inerties qui agissent sur ce type de structure. Les différents phénomènes contribuant à la variabilité spatio-temporelle du signal sismiques sont regroupés dans les quatre effets distincts suivants :

1. L'effet de l'incohérence.
2. L'effet de passage de l'onde.
3. L'effet du site.
4. L'effet d'atténuation.

Ce dernier est négligé car son impact ne prend effet que pour des distances importantes.

Pour l'évaluation de la sismicité d'un site, il est en général acceptable de supposer que la majorité des séismes résultent d'une libération brusque de l'énergie accumulée dans la croûte terrestre le long d'une faille.

La première étape dans le développement d'un modèle de source et l'identification et la localisation de toutes les failles dans le voisinage du site qui sont des sources potentielles de la majorité des séismes. Pour tenir compte de ce fait trois cas ont été proposés.

- **Le premier** : suppose que la longueur, la direction et la position de la faille par rapport au site sont connues.
- **Le second** : suppose que seul, la direction est connue.
- **Le troisième** : ne tient compte d'aucune indication sur le système des failles.

La deuxième étape est la quantification de la distribution spatiale des futurs séismes. En utilisant une approche probabiliste, cette quantification permettra l'estimation du poids des facteurs représentant une probabilité conditionnelle.

I - Généralités sur les tremblements de terre

I-1 Classification et terminologie

Le tremblement de terre ou le séisme est un mouvement transitoire et passager, provoqué par la libération brutale des contraintes accumulées durant des années, des dizaines voire des centaines d'années dans la région où il se manifeste. Le lieu où se produit le premier choc s'appelle le foyer sismique ou l'hypocentre, il est en général en profondeur. La projection de l'hypocentre sur la surface terrestre s'appelle l'épicentre.

Les conséquences désastreuses des séismes aussi bien sur les vies humaines que sur leurs œuvres atteignent parfois des proportions importantes.

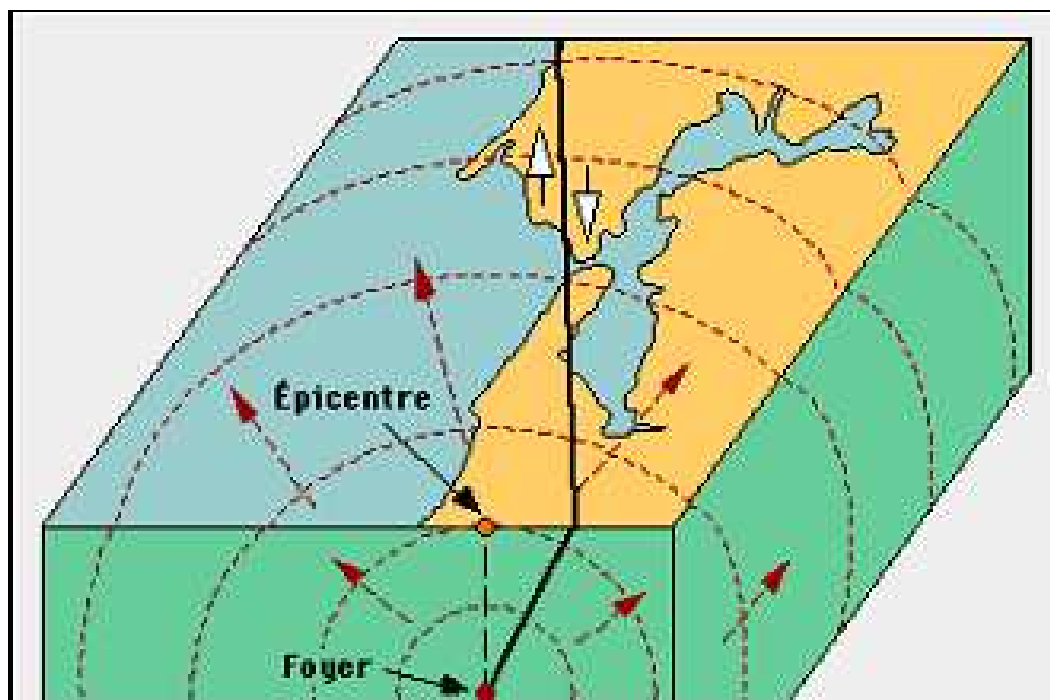


Fig (I, 1) : Axonométrie schématisée d'une source sismique

(Document université de Laval Québec) [42]

Classification des séismes

Le foyer ou l'hypocentre est le lieu qui constitue l'origine de l'énergie de l'ébranlement des roches, selon la profondeur des foyers on classe les séismes en :

- ❖ Superficiels (normaux).
- ❖ Intermédiaires.

- ❖ Profonds.

1- Les séismes superficiels

La croûte terrestre étant rigide, elle peut casser, et la majorité des séismes sont évidemment superficiels c'est-à-dire que l'ébranlement se produit à des profondeurs allant de zéro à soixante dix kilomètres ; elle représente près de 70% de l'ensemble des séismes et couvre plus de 75% de l'énergie sismique totale. Ils se caractérisent par des fréquences d'apparition diminuant en fonction de la profondeur.

2 –Les séismes intermédiaires

Ce sont des ébranlements dont la profondeur des foyers est comprise entre 70 et 300 ou 350 km. Cette catégorie de séismes constitue environ 25% de la totalité des séismes ; ils sont ressentis à la surface de la terre avec une moindre intensité que les séismes normaux.

3 –Les séismes profonds

Ces séismes par rapport aux deux catégories précédentes sont rares, et ne représentent que 5%, les séismes profonds ont des foyers qui se situent entre 300 et 700 km.

I- 2 Les microséismes

En dehors de l'activité sismique, le sol est affecté en permanence par des phénomènes microsismiques qui sont généralement de très faibles perturbations (vibration) du sol qui sont causées par des phénomènes artificiels ou naturels.

▪ Les microséismes se distinguent des séismes par

- ❖ Imperceptibilité par nos sens, ils peuvent être engendrés dans des régions sismiques et aséismiques.
- ❖ Leurs amplitudes, car ils peuvent avoir des amplitudes très variables pouvant atteindre une dizaine de micromètres.

▪ Les principales causes des microséismes

Les microséismes peuvent être dus à des causes naturelles ou artificielles

a- Les causes naturelles

Les microséismes sont provoqués par :

- ❖ Les rafales de vents affectant le relief et les constructions

- ❖ Les déferlements des vagues sur les roches du littoral (falaises).
- ❖ L'infiltration des pluies dans le sol.
- ❖ Les variations (importantes) barométriques donnent également naissance à de faibles vibrations dans le sol.
- ❖ Les forts gradients de pression.
- ❖ Les chutes de rochers.

b- Les causes artificielles

Les microséismes sont provoqués par :

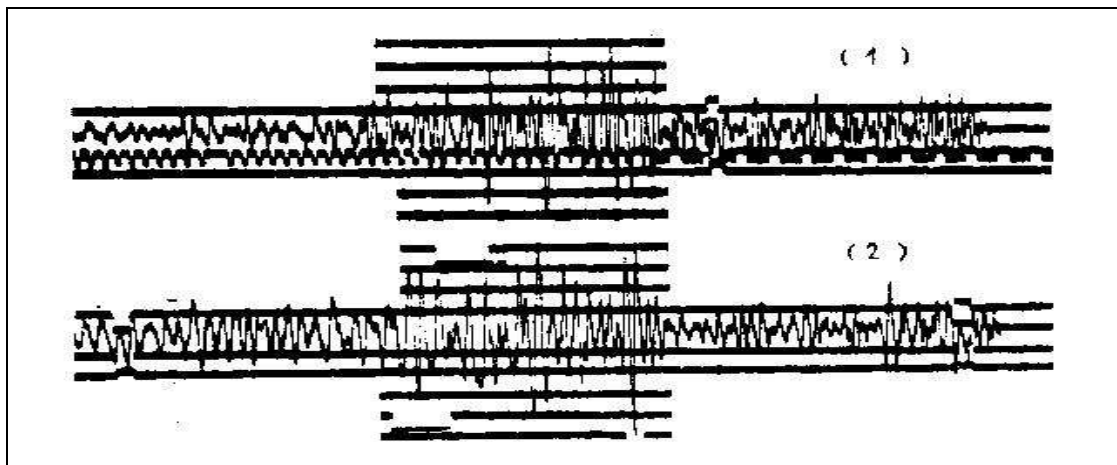
- ❖ Les mouvements des engins automobiles et les trains.
- ❖ Les explosions des carrières, nucléaires etc....

I-3 Les séismes artificiels

Nous avons vu que les séismes peuvent être non seulement d'origine tectonique mais également d'origine artificielle.

Les séismes artificiels peuvent résulter de plusieurs phénomènes tels que :

- Les explosions nucléaires souterraines.
- La mise en eau des barrages.
- Les injections d'eau dans les champs pétroliers.



*Fig (I,2) : (1) Sismologie d'une explosion nucléaire
(2) sismologie d'un séisme [5]*

I-4-Relation des séismes avec la tectonique des plaques

La tectonique des plaques constitue un cadre général pour l'étude de la sismicité au sens de la répartition des séismes. La tectonique des plaques est de nos jours admise par la quasi-totalité des spécialistes des sciences de la terre comme étant l'une des plus extraordinaires théories qui explique l'activité tectonique dont est sujette perpétuellement notre planète.

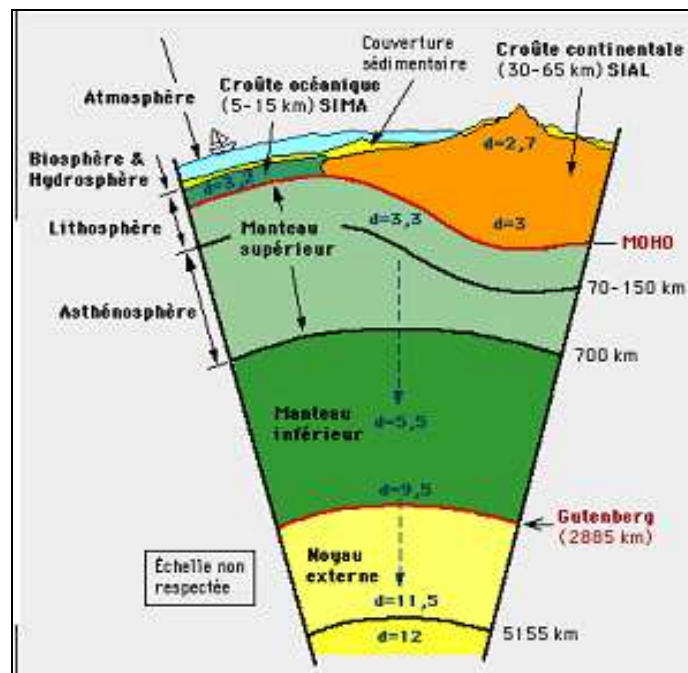
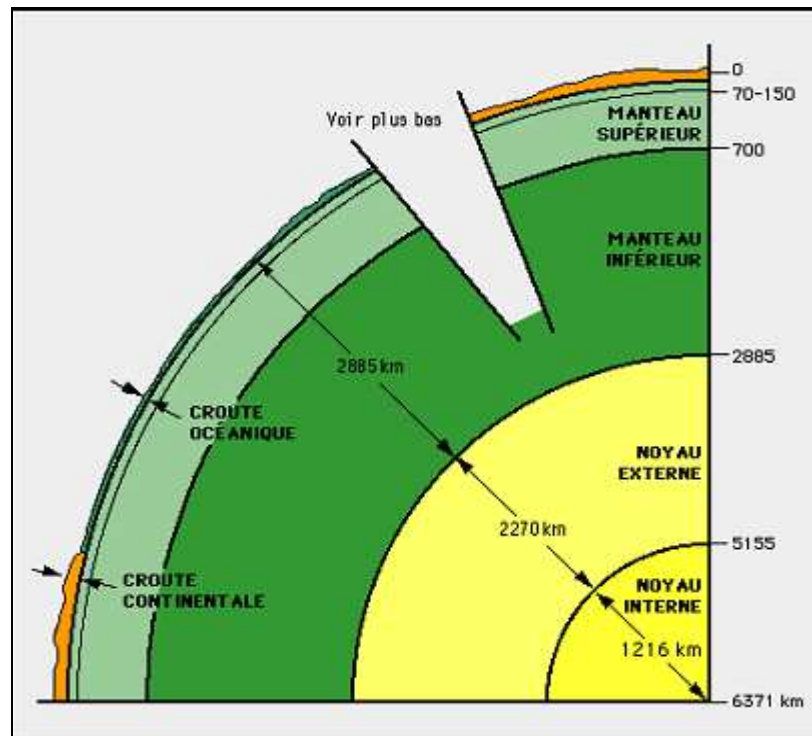


Fig (I, 3) : coupe schématique du globe terrestre [42]



*Fig (I, 4) : Coupe schématisique du globe terrestre
(Document université de Laval- Québec) [42]*

I-5-Mesure de l'importance d'un séisme

Après un séisme on peut analyser une série de paramètres dont les paramètres physiques qui sont la longueur, la profondeur et l'orientation de cette faille, la direction, la vitesse et la longueur du déplacement lors de la rupture ; les contraintes et leur orientation, l'atténuation de ces contraintes lors du séisme, le spectre d'énergie dispersé sous forme d'ondes sismiques et d'autres paramètres comme la magnitude et l'intensité de séisme.

I-5-1-Magnitude d'un séisme

La magnitude consiste à évaluer l'énergie libérée par un séisme au foyer. A Chaque séisme correspond une seule magnitude, l'échelle de la magnitude d'un séisme a été définie en 1935 par C.F Richter et elle est basée sur les enregistrements des sismographes d'un type précis.

C.F.Richter a exprimé la magnitude d'un séisme selon la formule :

$$M_L = \log \left| A/A_o (\Delta) \right| \quad (I, 1)$$

Ou : **A** : l'Amplitude de l'arrivée des ondes sismiques lue sur le sismomètre de Wood Anderson.

$A_0(\Delta)$: Représente l'Amplitude de l'arrivée à une distance Δ des ondes sismiques de magnitude nulle et lue sur le sismogramme.

- **Relation entre la magnitude et l'énergie émise**

Il y a une grande relation entre l'énergie E libérée par un séisme et la magnitude M_s à partir de l'enregistrement des ondes de surface.

En 1955 Gutenberg et Richter ont proposé la formule empirique suivante :

$$\text{Log } E = 4.8 + 1.5M_s \quad (I, 2)$$

E : est l'énergie exprimée en joules.

Cette formule montre l'existence d'une corrélation entre la magnitude et l'énergie d'une part et d'autre part elle montre l'accroissement d'une unité de la magnitude M_s de l'onde de surface multipliée par l'énergie libérée (**E**).

Pour les séismes normaux aux distances usuelles, Richter a proposé en 1958 les formules empiriques suivantes :

$$\text{Log } E = 1.5 M_s - 1.6 \quad (I, 3)$$

$$\text{Log } E = 1.5M_s + 11.4 \quad (I, 4)$$

$$\text{Log } E = 1.7M_s + 10 \quad (I, 5)$$

E : énergie en mégajoules ou encore

I-5-2- Intensité

L'intensité dépend d'un certain nombre de facteurs notamment de la distance, de la profondeur de foyer sismique, de la durée du séisme, de la nature du sol et du sous-sol dans lequel l'énergie sismique rayonne, et de la solidité des constructions.

Si l'on ne prend pas en compte les conditions géologiques locales qui peuvent engendrer des amplifications du mouvement du sol, l'intensité diminue à mesure que l'on s'éloigne de l'épicentre, la quantification des effets macroscopiques a conduit les chercheurs à définir plusieurs échelles d'intensité.

- **Relation entre la magnitude et l'intensité**

Plusieurs formules reliant l'intensité et la magnitude sont proposées

1- Esteva et Rosenblueth (1964)

$$I = 8, 16+1, 45M-2, 64 \log R \quad (I, 6)$$

R : étant la distance focale en kilomètres

2- Kazim Erzin (1969)

$$I_o - I = n \log (R/h) \quad (I,7)$$

I_o : intensité épacentrale.

n : représente un coefficient à peu près égale de 3 à 5.

3- Karnik V

$$M = 0,5I + \log h + 0, 35 \quad (I,8)$$

h : en kilomètre

4- Richter et Gutenberg (1942)

$$M_s = 1,3 + 0,6I \quad (I, 9)$$

M_s : magnitude obtenue à partir des ondes de surface et pour des distances supérieures à 1000 kilomètres de l'épicentre

$$I_o = 1,5 (M - I) \quad (I,10)$$

5- Harshberg

$$I_o = 1, 67M-2, 67 \times (\pm 0,5) \quad (I, 11)$$

Les échelles de mesure de la force d'un séisme se différencient par:

- La magnitude objective qui est déduite de l'énergie mise en jeu, elle peut-être calculée à partir des enregistrements des sismographes
- L'intensité subjective, qui est déduite à partir des conséquences ; c'est-à-dire à partir des dégâts observés par l'homme après le séisme.

• **Relation entre l'intensité et l'accélération**

La connaissance de la nature des sources sismiques ainsi que les lois qui régissent le mode de propagation des ondes sismiques peut être donnée par des renseignements sismographiques de l'accélération du sol car la seule information instrumentale définissant le déplacement du sol est l'Accélérographe, la vélocimétrie ou encore le déplacement.

A partir de l'Accélérographe, on peut évaluer la réponse d'un ouvrage aux sollicitations d'un séisme. Il est enregistré habituellement pour un même séisme trois Accélérographes :

Un Accélérographe de direction Nord-Ouest, un Accélérographe de direction Est – Ouest , et un Accélérographe de direction verticale.

Ces enregistrements sont indépendants les uns des autres et il n'est pas possible de déduire le mouvement dans une direction donnée à partir des deux autres mouvements.

La corrélation entre l'accélération et l'intensité est peu précise, les relations les plus connues liant l'accélération et l'intensité ont les expressions suivantes :

$$\text{Log } a_h = 0.30 I + 0.014 \quad (I, 12)$$

$$\text{Log } a_v = 0.30 I - 0.18 \quad (I, 13)$$

Ces relations sont valables pour les valeurs de l'intensité I comprise entre IV et X. a_h et a_v représentent respectivement l'accélération horizontale et verticale du sol.

I : étant l'intensité du séisme sur l'échelle de Mercalli modifiée.

- **Relation entre vitesse et déplacement**

Pour le cas des vitesses maximales, il a été établi les relations suivantes :

$$\text{Log } V_h = 0.25 I - 0.63 \quad (I, 14)$$

$$\text{Log } V_v = 0.28 I - 1.10 \quad (I, 15)$$

Ces formules sont utilisables pour l'intensité entre IV et X sur l'échelle de Mercalli modifiée.

- **Relation entre l'accélération et le déplacement**

Cette relation s'exprime ainsi:

$$\text{Log } d_h = 0.19 I - 0.53 \quad (I, 16)$$

$$\text{Log } d_v = 0.24 I - 1.13 \quad (I, 17)$$

I-5-3 Moment sismique

Le calcul de la magnitude en fonction de l'énergie fournit une magnitude (ME) de 9.5 ce qui donne un moment sismique de plus de 10^{30} qui est directement lié à la surface de la faille réactivée lors d'un séisme

La magnitude est calculée à partir :

- 1- Des amplitudes des ondes de 0.1 à 2 secondes de périodes et de 300 à 600 mètres de longueur.
- 2- Des Amplitudes des ondes de volume m_b et qui ont des périodes variant entre 1 à 10 secondes, la magnitude M_B .
- 3- Les ondes de surface de période 20 secondes et de longueur 60 km, la magnitude M_S

Dans le plan de faille dans un milieu élastique le moment sismique est donné par la formule AKI.

$$M_o = \mu \cdot U \cdot S \quad (I, 18)$$

Ou :

μ : module de rigidité du milieu.

S : la surface faillée.

U : dislocation moyenne sur la surface faillée.

Pour les séismes superficiels la magnitude et le moment sismique sont liés par l'expression suivante.

$$\text{Log } M_o = 19.9 + M \quad (I, 19)$$

M_o : moment sismique.

I-5-4 Notion de force de cisaillement

La force de cisaillement sur la faille est reliée à l'énergie et au moment sismique par l'expression suivante :

$$\sigma' = \mu \cdot E / M_o \quad (I, 20)$$

Ou :

E : énergie élastique.

μ : la rigidité.

$$\sigma'_{app} = \eta \cdot E_s / M_o \quad (I, 21)$$

E_s : l'énergie radiale des ondes de longues périodes.

E_s peut être calculé à l'aide de la formule de Gutenberg- Richter.

$$\text{Log } E_s = 5.8 + 2.4 m_b \quad (I, 22).$$

M_b : la magnitude des ondes de volume.

Soit :

$$\eta = E_s / E \quad (I, 23)$$

Qui est l'efficacité sismique de la conversion d'énergie des ondes sismiques. Alors la compression réelle est donnée par :

$$\sigma' = \sigma'_{app} \cdot \eta \quad (I, 24)$$

I-5-5 Temps de compression

Le temps nécessaire de la compression dans le plan de faille s'exprime par la formule:

$$\tau_0 = \sqrt{\frac{S}{V_s}} \quad (I, 25)$$

$$V_s : \text{vitesse de propagation des ondes } (V_s = 3 \text{ à } 4 \text{ km/s}) \quad (I, 26)$$

I-5-6. Notion de déformation

La déformation peut être estimée par la formule de Hooke.

$$\Delta \varepsilon = U / \sqrt{S} = \Delta \sigma' / \mu \quad \text{ou} \quad M_0 = \Delta \sigma' \cdot S^{3/2} \quad (I, 27)$$

$\Delta \varepsilon$: représente la différence du champ de pression sous l'effet de la compression, d'où on tire:

$$\text{Log } s = 2/3 \text{Log } M_0 - 2/3 \text{Log } \Delta \sigma' \quad (I, 28)$$

I -6. Etude des répliques

La secousse principale est suivie dans la plupart des cas d'une série de séismes nombreux et longuement échelonnés dans le temps, dans certain cas les répliques peuvent être aussi, violentes que la secousse principale. Mais dans la majorité des cas, les répliques sont moins intenses que le séisme principal et elles peuvent durer des semaines voire des années

- **Epicentre des répliques**

Les épicentres des répliques ne coïncident pas forcément avec l'épicentre du choc principal. Les observations montrent que les épicentres des répliques peuvent migrer aussi bien horizontalement que verticalement.

❖ **Exemple de réplique**

Le violent séisme qui secoua le 10/10/1980 la région d'El –Asnam fut suivi d'une série importante de répliques. En effet, après le principal choc, la région d'el-Asnam a continué à connaître une importante activité sismique. Plusieurs milliers de séismes secondaires de magnitude variable.

I-7. Notion de faille, faille transformante

Les géophysiciens ont constaté qu'un grand nombre de séismes se produisent aux voisinages des failles actives connues. Ce qui implique une grande corrélation entre les failles et les séismes, le jeu des failles et l'une des causes principales qui engendre un séisme , d'autre part, ces failles font généralement partie d'un même ensemble tectonique pouvant couvrir toute une région.

On peut classer les failles selon :

- leur pendage
- Le rejet
- Le rapport avec les couches
- Les rapports de leurs rejets avec d'autres déplacements
- Leurs rapports génétiques
- Leur forme etc....

La classification la plus simple se présente comme suit :

- 1- Les failles normales : se caractérisent par la séparation partielle des deux compartiments.
- 2- Les failles inverses : appelées également chevauchantes à l'inverse du cas précédent, les deux blocs sont poussés l'un vers l'autre par des forces de compression.
- 3- Les failles décrochantes : tout simplement décrochement vertical

- **Classification des failles**

Les failles sont classées également comme suit :

Faille active : les taux d'activité varient de :

- très faibles avec les intervalles de récurrence assez longue.
- très élevés avec des intervalles de récurrences très courts.
- Faille capable.
- Faille non active.

I-8-Aperçu sur le mécanisme au foyer

Un grand nombre de forts séismes secoue chaque année les diverses régions de la terre. La majorité d'entre eux se localise dans la zone de jonction entre les différentes formes de séparation des plaques tectoniques, et la majorité des séismes se produisent fort probablement le long des failles déjà existantes, car les forces tectoniques ne sont probablement pas assez importantes pour donner naissance à des nouvelles failles, mais sont capables de réactiver des failles déjà existantes. L'étude du mécanisme au foyer nous fournit de précieux renseignements sur l'orientation de la faille qui a donné naissance au séisme ainsi que le mouvement relatif des deux blocs de roches qui séparent la faille.

L'étude des solutions au foyer fournit des informations sur l'orientation de deux plans de failles probables, l'un des deux plans de faille correspond au plan de faille suivant lequel le séisme fut engendré.

I-9- Sismicité de l'Algérie

L'Algérie se trouve sur la plaque africaine laquelle est en collision avec la plaque eurasiennne. Les deux plaques étant limitées par une longue zone sismique qui étend des Açores à la Turquie en passant par Gibraltar, le Maghreb, l'Italie, la Yougoslavie, la Grèce etc....

Le mouvement de confrontation entre la plaque eurasiennne et la plaque africaine a donné naissance à de gigantesques fracturations sous forme de failles géologiques dont la conséquence est la naissance du relief important de l'Algérie du nord.

En Algérie l'activité sismique est centrée le long des régions côtières et elle est associée avec les traits structuraux des montagnes de l'Atlas tellien. Dans ces régions il y a trois zones destructrices.

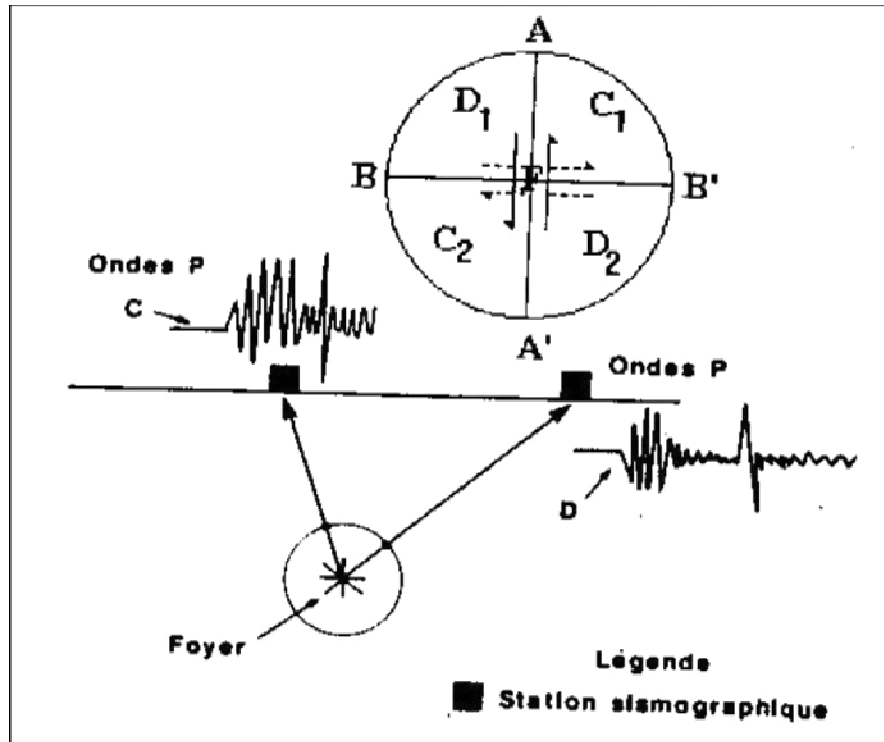


Fig (I, 5) : Station sismographique [3]

- Le triangle Mascara – Oran - Relizane.
- La zone s'étendant du massif de Dahra aux montagnes du Hodna et des Aurès.
- L'axe kherata – Constantine – Guelma.

L'activité sismique de l'Algérie du nord est en liaison avec une activité tectonique récente affectant la croûte terrestre .Les structures géologiques confirment l'existence d'une déformation essentiellement compressive des terrains pliocènes et quaternaires.

D'après M. Meghraoui [3] les principales structures compressives récentes dans la chaîne tellienne sont :

- ❖ Le pli faille d'El Asnam
- ❖ Le pli –faille de Bou Kadir.

- ❖ Le pli- faille de Dahra.
- ❖ Le pli faille de Ténès –Abou el – Hassan.
- ❖ Le pli –faille de sahel d’Alger.
- ❖ Le pli –faille de Murdjadjo.

La réparation de la sismicité est en étroite relation avec ces plis failles. Les principaux catalogues sur la sismicité de l’Algérie du nord ont été établis par :

Hé (1850 -1911); Rothe (1716 -1949); Grand Jean (1940 -1950); Benhallou et Roussel (1950 -1971) et enfin Benhallou qui a établi une analyse de la sismicité historique et récente des régions sismoactives Algériennes, en fonction des résultats obtenus à la suite du séisme d’ El Asnam du 10/10/1980 .

- **Failles actives**

La faille d’el Asnam est la zone la plus active dans la Méditerranée occidentale, ou se sont produit plusieurs tremblements de terre de magnitude supérieure à 5.

La faille de Dahra : deux séismes importants ont eu lieu dans cette zone au cours du XIXe siècle. Il s’agit de la secousse du 29/07/1982 (I = VII) et du 21/05/ 1950 (I = V).

La faille de Ténès –Abou el Hassan (Ouled Abdallah): un événement sismique important a affecté cette zone le 25/08/1922 (I =X) et de coordonnées épicentrales 36° SN 1°SE.

La faille du sahel d’Alger : les événements sismiques les plus importants connus pour cette région ont eu lieu le 03/03/1716 (I =X)

Le 05/11/1924 (I = IX) dont l’épicentre est à Douera, le 30/06/1942, (I = V).

La faille de Murdjadjo parmi les tremblements de terre qui ont secoué cette région, on cite celui du 09/10/1790 (I = X).

La faille de Chott el hammam : deux séismes importants ont affecté cette zone, il s'agit des évènements du 12/02/1946 (I=IX ,35°45',4°57') et du 01/01/1965 (M=5.5)

Causant de grands dégâts dans la ville de M’sila, l’activité sismique dans cette région est probablement liée avec la faille inverse de Chott el Hammam.

La faille de kherata: un violent séisme est survenu dans cette région le 17/02/1949 (I=VIII 36°30’ N, 5° 15’ E), la faille de kherata aurait une direction N 070 E.

Autres régions sismoactives : région de mascara – région de l’Atlas de Blida –Médéa –région de Jijel – région de Guelma – région de Constantine.

I-10 Loi de comportement du béton compacté au rouleau (B.C.R) et méthode de résolution pour les matériaux du barrage en (B.C.R)

Le regain d'intérêt pour les profils poids est venu de l'invention de B.C.R qui est vibrant lourd .

Une innovation technique moyenne dans la technologie des barrages.

L'innovation consiste à mettre en place est le compacter, non plus par les moyennes traditionnels (grue ou Blondin pour le transport et compactage par vibration dans la masse), mais en utilise les techniques de terrassement, transport par camion, réglage ou Bouteur, compactage au rouleau .Ce mode de réalisation exige toute fois une surface de plate-forme de travaille supérieure à 500 m² (environ) .

La possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenue par le compactage en couche de 30 cm, permet de limiter les quantités de ciments à des valeurs de 100 kg /m³ à 150 kg /m³ de façon à diminuer l'exotherme.

Dans la conception actuelle des barrages en B.C.R, seuls les joints transversaux sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs au 15 mètre traditionnels des barrages en B.C.V

L'avantage important du B.C.R est la rapidité d'exécution, qui permettant de réduire les coûts d'immobilisation, de maîtriser d'œuvre et souvent de dérivation des eaux.

Le B.C.R a été souvent utilisé pour construire le massif poids à moindre coût.

Les matériaux B.C.R utilisés pour le corps du barrage sont avant tout des matériaux rustiques, dont la composition variable est guidée par la disponibilité sur le site de composante dans une formulation au moindre coût. Les teneurs en liants sont faibles et de l'ordre de 100 kg/m³, et la teneur totale en fines et d'au moins de l'ordre de 12%.

Les barrages poids en B.C.R s'imposent comme une solution économique et sûre dès que le volume de béton dépasse 35000 m³ à 40000 m³

Pour les barrages en B.C.R, la galerie représente une importante contrainte de chantier pour la technique de B.C.R .Le béton compacté au rouleau B.C.R est un béton maigre, sans

affaissement et presque sec qui est mis en place à l'aide de béliet mécanique et consolidé à l'aide de rouleau vibrateurs, c'est un mélange composé de granulats, de ciment et de l'eau.

I-11 Le B.C.R selon deux approches

I-12 Lois de développement de la technologie B.C.R

Deux approches ont émergé, il s'agit de l'approche de sol, ou géotechnique, et l'approche de béton, il est intéressant de mentionner que les B.C.R confectionnés selon l'approche béton sont plus déformables et plus facilement compactables que ceux réalisés selon l'approche sol.

Selon l'approche sol, le dosage de B.C.R se fait par l'application des principes de compactage développés par PROCTOR. Ce principe précise que pour un effort de compactage donné, il existe une teneur en eau optimale à laquelle correspondant la densité sèche maximale de B.C.R , celle-ci étant calculée à partir de la densité humide par application de la formule suivante :

$$P_s = P_u / 1 + \omega \quad (I, 29)$$

P_s : densité sèche (kg/m³)

P_u : densité humide (kg/m³)

ω : teneur en eau du B.C.R exprimé en %

L'approche de béton est basée sur le fait que le B.C.R dispose d'assez de pâte pour remplir tous les vides entre les particules des granulats. Après compactage, il faut toute fois la quantité de pâte dans le B.C.R afin d'éviter un affaissement mesurable ou d'éviter que l'excès de pâte puisse monter à la surface après quelques passes de rouleau vibrant, et le B.C.R est considéré comme un vrai béton, dont la résistance et les propriétés mécaniques dépendant directement du rapport eau / liant.

I-13 Les constituants d'un B.C.R

Les constituants d'un B.C.R incluent les matériaux cimentaires (ciment portland, pouzzolanes et autres ajouts minéraux comme les cendres volants); les granulats ; l'eau et les adjuvants.

I-14 Matériaux cimentaires

Le type de dosage utilisé dans le B.C.R dépendant du volume de l'ouvrage, des propriétés mécaniques visé et de la condition d'exposition. Dans les grands barrages, généralement on choisit des liants de faible chaleur d'hydratation tel que le ciment portland avec pouzzolanes et compris entre 60 kg/m^3 à 150 kg/m^3 .

I-14-1 Granulats

Deux caractéristiques de granulats ont une grande importance dans le dosage d'un B.C.R car elles ont un effet direct sur la maniabilité (granulométrie, la nature des particules) et d'autre caractéristiques telles que la dimension des granulats, la proportion du sable dans les mélanges et le pourcentage des particules fines passant le tamis $80 \mu\text{m}$ ont aussi un impact direct sur les propriétés de B.C.R à l'états frais ou durci.

I-14-2 Eau

Le dosage en eau du B.C.R, est lui aussi très variable en fonction du niveau de performance visée la plupart du B.C.R pour barrage sont fabriqués avec des dosages en eau compris entre 90 l/m^3 et 120 l/m^3 .

I-14-3 Adjuvants

La performance des agents entraîneurs d'air et des réducteurs d'eau est considérablement réduite dans le cas de B.C.R.

Dosage du B.C.R : Des procédures de dosage seront présentées

- 1 Dosage selon le concept de compactage du sol.
- 2 Dosage pour le B.C.R riche en liant.

I-15 Propriété mécanique et physique du B.C.R

Les propriétés du B.C.R dépendent directement de la qualité des matériaux utilisés, des proportions du mélange et du degré de compaction ou de consolidation, les propriétés élastiques et thermique du B.C.R sont similaires à celle d'un béton conventionnel fabriqué à partir des même constituants.

I-15-1 Propriétés mécaniques

Les propriétés du B.C.R obtenues à partir des carottes prélevées dans les barrages sont considérées plus représentatives des propriétés effectives des matériaux que d'celles mesurées à partir d'éprouvettes fabriquées au laboratoire.

I-15-2 Module d'élasticité statique

Les résultats relatifs au module d'élasticité statique sont compatibles avec ceux relatifs à la perméabilité à l'eau, en effet l'utilisation d'un granulat riche en particules ayant une texture regueuse produit une augmentation de module d'élasticité statique qui résulte en un meilleur transfert de charge entre la pâte et les granulats et probablement d'une densification de la zone de la transition. Evidemment une texture rugueuse implique une grande surface spécifique de la particule. Ce qui permet une augmentation de l'adhérence de la pâte au granulat et probablement une meilleure distribution du film d'eau autour du granulat lorsque le B.C.R est à l'état frais. Il en résulte, de cette hypothèse que l'épaisseur du film d'eau autour des granulats diminue (puisque la surface spécifique est plus grande) et qu'il y aura probablement moins de cristaux de portlandite (CH) qui se forment dans la zone de transition.

I-15-3 Résistance à la compression

La résistance à la compression est surtout fonction de la quantité des matériaux cimentaires, des propriétés des granulats, des degrés de compaction, et de la teneur en eau.

La relation entre la résistance à la compression et le rapport eau / liant d'un béton conventionnel reste varier pour le B.C.R formulé avec un volume de pâte excédant le volume des vides intergranulaires ne sont que partiellement remplis par la pâte.

La résistance à la compression à 28 jours et 91 jours varie très peu d'un mélange à un autre et augmente de 12% à 30% selon le cas, cette faible augmentation de résistance montre que le comportement des B.C.R étudié, ressemble plus au comportement d'un béton conventionnel, qui à celui d'un sol s'applique par le volume de pâte élevé incorporé dans les B.C.R (mélange riche en liant), de plus on sait que le B.C.R est un béton de masse dont la résistance à la compression dépend surtout de sa teneur en matière cimentaire et de son rapport eau /liant .

I-15-4 Résistance à la traction

La résistance à la traction du B.C.R mesure avec l'essai brésilien représente approximativement de 12% à 14 % de sa résistance à la compression. La résistance à la traction du B.C.R peut donc varier considérablement d'un mélange à un autre, la variabilité de l'essai est plus grande dans le cas du B.C.R que dans le cas de béton conventionnel.

I-15-5 Résistance au cisaillement

La construction des barrages en B.C.R consiste à appliquer plusieurs couches horizontales successives , dont l'épaisseur varie de 30 cm à 60 cm .Pour le concepteur la résistance au cisaillement à l'interface entre deux couches est plus importante que la résistance au cisaillement propre des matériaux , dans ce sens les concepteurs choisissent généralement d'augmenter le plus possible le rapport pâte /mortier afin d'assurer une meilleure adhérence intercouches et de diminuer les infiltrations à travers le barrages au service . La résistance au cisaillement du B.C.R dépend de sa cohésion et de son angle de frottement interne .La résistance minimale est généralement mesurée au niveau des joints de constructions et le long d'interface entre les couches successives de B.C.R.

I-16 Recommandation relative à la résistance des matériaux

I-16-1 Détermination des valeurs caractéristiques

Les recommandations concernent les modalités d'obtention des valeurs caractéristiques de résistance (dans la fondation de l'interface, et dans le corps du barrage) noté R_k est une estimation prudente de la valeur de la résistance du matériaux qui commande le phénomène considéré. La valeur de la propriété qui contrôle le comportement de l'ouvrage n'est pas la valeur ponctuelle mesurée localement, mais une valeur moyenne sur une certaine surface ou un certain volume du sol (ou du barrage) .La valeur caractéristique correspond à une estimation prudente de cette valeur moyenne, elle ne peut résulter d'un seul calcul statique.

Résistance du corps du barrage en B.C.R : La résistance est commandée par des paramètres mécaniques le long de joint, ce qui importe n'est ni la valeur locale, ni la valeur moyenne obtenue sur l'ensemble des joints. La valeur caractéristique correspond donc à une estimation prudente de la valeur moyenne de la propriété le long de ce joint.

I-17 Valeurs caractéristiques des résistances des matériaux dans la fondation

Notation

$C_{fond, k}$: valeur caractéristique de la cohésion de la fondation (Mpa)

$Tan (\phi_{fond}), k$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement de la fondation.

$F_{t fond, k}$: valeur caractéristique de la résistance à la traction de la fondation.

$F_{c fond, k}$: valeur caractéristique de la résistance à la compression de la fondation.

I-17-1 Masse rocheuse

Qui peut présenter des faiblesses liées à une altération homogène du massif rocheux ou une fracturation intense dans plusieurs directions de l'espace. En pratique la masse rocheuse examinée dans les justifications est celle que se situe à proximité de contact avec le corps du barrage.

I-17-2 Les discontinuités

Présente dans la masse rocheuse au faible propriétés des résistance au cisaillement, les justifications de stabilité peuvent concerner aussi bien des discontinuités situées en surface que des discontinuités localisés dans les zones de la fondation plus profond.

I-18. Méthode pour la détermination des propriétés mécaniques de la masse rocheuse

La résistance mécanique d'une masse rocheuse peut-être approchée par la relation de HOOK et BROWN :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (m_b \sigma_3 / \sigma_c + S)^a \quad (I, 30)$$

σ_1 : contrainte principale majeure

σ_3 : contrainte principale mineure

σ_c : résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte .

Les coefficients (a, m s) sont des constantes caractéristiques du massif rocheux, ils sont déterminés de la base des paramètres suivants

- Le GSI : qui caractérise la résistance de la roche et ses joints.
- Le coefficient m_i caractérise la résistance triaxiale de la matrice rocheuse intacte et déduit de la relation.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (m_i \sigma_3 / \sigma_c + 1)^{0.5} \quad (I, 31)$$

- Le module de déformation de la masse rocheuse, qui est reliée au coefficient GSI par la relation

$$E \text{ (Mpa)} = 1000 \times 10^{GSI-10/4} \quad (I, 32)$$

I-19. Méthode pour la détermination des propriétés mécaniques des joints rocheux

La loi de comportement plastique des joints rocheux peut-être approchée par la relation suivante

$$\tau = \sigma_N \tan [\varphi_b + JRC \log_{10} (JCS / \sigma_N)] \quad (I, 33)$$

JRC : coefficient de rugosité.

JCS : résistance à la compression de la paroi des joints (MPa)

φ_b : l'angle de frottement de la paroi des joints

σ_N : la contrainte normale au joint en (MPa)

τ : la contrainte de cisaillement au joint en (MPa)

$$JRC_N = JRC_0 \times [L_N / L_0]^{0.02 JRC_0} \quad (I, 34)$$

$$JCS_N = JCS_0 \times [L_N / L_0]^{0.03 JCS_0} \quad (I, 35)$$

JCS_0 : la résistance à la compression simple de la roche mère déterminée on laboratoire.

I-20. Les valeurs caractéristiques guidées par le béton compacté au rouleau B.C.R

Notation :

$C_{\text{joint}, k}$: valeur caractéristique de la cohésion du B.C.R sur un joint.

$\tan (\varphi_{\text{joint}})_k$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement interne de B.C.R sur un joint

$F_{t\text{-joint}, k}$: valeur caractéristique de la résistance à la traction du B.C.R sur un joint

$F_{c\text{-joint}, k}$: valeur caractéristique de la résistance à la compression du B.C.R sur un joint

Les grands barrages poids sont actuellement réalisés le plus souvent en B.C.R, pour ce matériaux ce sont les joints qui imposent les paramètres de résistance à introduire dans les calculs, de fait, les propriétés de résistance valable dans la masse des matériaux ne sont plus applicable à l'interface des couches en B.C.R

I-20-1 Résistance au cisaillement

Le paramètre $\tan (\varphi)$ du B.C.R est peu variable quelque soit le type de B.C.R (il est en fait compris entre celui d'un bon enrochement et celui d'un béton traditionnel) et sa valeur caractéristique $\tan (\varphi_{\text{joint}})_k$ peut-être prise égale à 1

La valeur caractéristique de la cohésion $C_{\text{joint}, k}$ peut varier entre 0 et 2 MPa environ selon le traitement apporté à la reprise de bétonnage. Si l'on accepte un projet comportant des reprises froides sans traitement particulier des joints, il faut adopter $C_{\text{joint}, k} = 0$ MPa

Pour des B.C.R usuels avec traitement des reprises froides, on peut compter au moins sur la cohésion apparente, due à l'engrènement au joint et adopter une valeur caractéristique C_{joint} de l'ordre de 0.3 Mpa.

I-20-2 Résistance à la traction

La valeur de la résistance à la traction peut varier entre 0 et 0.5 MPa, si l'on accepte un projet comportant des reprises froides sans traitement particulier des joints

$F_{c\text{-joint}, k} = 0$ MPa.

Pour le B.C.R usuels avec traitement des reprises froides, on peut adopter

$$F_{t-joint,k} = 0.25 \text{ MPa}$$

Pour les B.C.R élaborés avec traitement soignés des joints et contrôle sévère de chantier, il est possible d'adopter une valeur caractéristique de $F_{t-joint,k}$ comprise entre 0.25 et 0.50 MPa

I-20-3 Résistance à la compression

La résistance à la compression correspond à une défaillance structurale de l'ouvrage. Elle est justifiée pour les grands ouvrages susceptibles de produire des contraintes de compression importante dans le corps de l'ouvrage à sa base et dans l'interface barrage fondation.

La condition de résistance à la compression consiste à vérifier que les efforts résistants reste supérieurs aux sollicitations

$$\sigma_N < F_c \quad \text{(I, 36)}$$

σ_N : contrainte effective normale calculée au point du corps du barrage ou de l'interface que l'on cherche à justifier.

F_c valeur de la résistance à la compression des matériaux examinés

I-21. Influences des matériaux pour la fabrication du béton

A retenue pleine, la résultante de toutes les forces passe près de l'extrémité aval du tiers médian de la base. Il en résulte que la contrainte normale au pied amont du barrage est faible suivant la pente réelle du profil et le poids volumique du béton, la contrainte est une compression ou une traction, mais elle reste faible.

A retenue vide les contraintes sont inverses, la contrainte au pied aval étant faible. Cependant pour les barrages de grands hauteur ou pour le béton de faible poids volumique, la contrainte de traction amont peut atteindre des valeurs inacceptables, c'est aussi le cas lorsque la charge dynamique du séisme du projet est prise en compte. Les compositions du B.C.R sont parfaitement adoptables à la résistance requise, si un béton de qualité élevée est nécessaire, le B.C.R peut le fournir, mais un B.C.R de bonne maniabilité est

également obtenu avec de faible dosage en ciment lorsqu'une résistance n'est pas nécessaire.

Pour un barrage de grand hauteur, le B.C.R avec un dosage en ciment ne dépassant pas 60 kg/m^3 est tout à fait acceptable .Il donne une résistance à la compression de 12 MPa , largement suffisant vis-à-vis de la contrainte maximale de 2.5 MPa .La résistance à la traction correspondante est de l'ordre de 1.5 MPa tout à fait suffisante pour faire face à la contrainte du traction effective statique de 0.15MPa au pied amont , et même à la contrainte de traction dynamique d'environ de 1.3 Mpa résultant d'un séisme d'accélération horizontal de 0.1 g .

I-22. Stabilité au glissement

Si N et T sont les composantes normales et tangentielle de la résultante des actions sur la fondation, le critère couramment retenu est :

$$N \tan \phi / T \geq F \quad (I, 37)$$

Ceci revient à négliger la cohésion des fondations. L'angle de frottement (ϕ) entre le barrage et sa fondation étant généralement pris égal à 45° pour une roche saine, mais peut prendre des valeurs beaucoup plus faibles dans certains cas (par exemple $\phi = 25^\circ$ pour les fondations marneuses)

F : coefficient de sécurité doit être supérieur ou égale à 1.5 par les combinaison fréquente ou rare et à 1.3 pour la combinaison accéidentelle (séisme)

I-22 -1 Contrainte normale

La stabilité au renversement qui serait précédée par une rupture local par compression du pied aval de l'ouvrage, il s'agit de vérifier que le diagramme de contraintes à la base de la fondation dans le domaine admissible tant en traction en pied amont qu'en compression en pied aval du barrage en (B.C.R).

On admet l'hypothèse de NAVIER d'une répartition trapézoïdale des contraintes à la base du barrage, hypothèse liée au comportement élastique du béton et des fondations.

Le critère couramment adopté de non traction en pied amont du barrage équivaut à la (règle de tiers centrale) c'est-à-dire que l'excentricité ((e)) du point d'application de la résultante des actions doit être inférieurs à ((B/6)) ou B : largeur de la base du barrage .

Ce critère doit-être vérifier pour les combinaisons fréquentes ou quasipermanentes. On peut par contre admettre des tractions modérées en pied amont par les combinaisons d'actions rares ou accidentelles ($\sigma_1 < 0.05 \text{ Mpa}$ pour B.C.R).

I-22 -2 Stabilité interne

On étudie la stabilité de la partie supérieure du barrage, le long d'un plan horizontal situé à une profondeur ((Z)) sous le niveau de la retenue, MAURICE LEVY à propose un critère pour lequel la contrainte normale σ_v à l'amont calculée hors sous-pressure reste toujours supérieure à la pression de l'eau au même niveau.

$$\sigma_v > \gamma_w . Z \quad (I, 38)$$

En fait ce critère parait très sévère et la quantité de béton actuels permet de réduire cette exigence .Le critère habituellement retenu est satisfait à 75%, et le critère de MAURICE LEVY est :

$$\sigma_v > 0.75 \gamma_w Z \quad (I, 39)$$

I-23 Mécanisme de rupture

I-23-1. L'approche classique

Le modèle à un (un) degré de liberté :

Stabilité au glissement : Le glissement sur la fondation est la première cause de rupture du barrage poids en B.C.R.

Il est judicieux d'analyser la stabilité du plan (τ, σ) ou τ : contrainte moyenne de cisaillement sur la base .

σ : la contrainte normale moyenne.

Un profil du barrage poids caractérisé par sa géométrie, la répartition des sous pressions, et la masse volumique des matériaux et représenté par un point dans le plan

(τ, σ).

La stabilité du barrage est acquise si son poids représentatif est situé à l'intérieur du domaine de résistance.

I-23 -2 Modèle de NAVIER

La méthode classique d'analyse du barrage poids en B.C.R considère l'équilibre d'une tranche de barrage comprise entre la crête est une reprise horizontale dans le corps du barrage et en contact de la fondation.

Les actions extérieures appliquées à ce bloc solide sont :

- poids propre.
- poussé hydrostatique amont.
- poussé hydrostatique aval.
- sous pression.

L'équilibre est assurée par la réaction de la fondation du bloc modélisée par des répartitions linéaires de contrainte suivant l'hypothèse de Navier.

- Répartition linéaire de contrainte normale σ_{am} (σ amont) et σ_{av} (σ aval).
- Répartition uniforme de contrainte de cisaillement τ_m .

I-23 -3 Critère de projet

Condition de non glissement :

$$SFF = C (1-a) l + (P-V) \tan \varphi / Q \geq SFF_{lim} \quad (I, 40)$$

SFF : shear friction factor, C : cohésion sur la partie saine de l'interface, a : le pourcentage de l'interface ouvert, P: poids de la structure, V : la sous- pression, Q : la poussé horizontale.

Les valeurs SFF_{lim} dépendent de situation du projet

Si la cohésion est négligeable, le critère prend la forme classique du critère de Coulomb

$$\tan Q / V \leq \tan \phi_{lim} \quad (I, 41)$$

I-23 -4 Condition de non traction

- Condition de Maurice Levy

$$- \sigma_{am} \leq \sigma_w g H \quad (I, 42)$$

Contrainte amont inférieure à la pression hydrostatique.

- Condition de Hoffman s'écrit

$$\partial \sigma_N (\alpha) / \partial \alpha \leq 0 \quad (I, 43)$$

σ_N : la contrainte normale en fond de fissure amont fonction de α pourcentage de la longueur fissure de l'interface.

C'est une condition de la stabilité de la fissure, elle est moins contraignante que la condition de Maurice Levy

I-24. Loi de comportement

L'approche élastique est pertinente pour l'analyse de la stabilité d'un barrage poids correctement dimensionné. En effet, le barrage est en principe entièrement comprimée et le niveau de compression est modéré de – 2à3 MPa) pour un barrage poids en B.C.R de 100 mètres de hauteur.

La prise en compte d'un comportement élasto-plastique permet de mieux modéliser les zones de singularités de contraintes en particulier le pied amont (traction) et le pied aval (compression).

I-25. Prise en compte des écoulements internes

La difficulté dans le calcul des barrages poids en B.C.R vient de la prise en compte des écoulements internes et l'action de l'eau sur le barrage.

Deux approches considérées en contrainte totale et en contrainte effective

I-25 -1 Contrainte totale

Le barrage est alors modélisé comme un milieu monophasique, l'action de l'eau est prise en compte par des pressions appliquées aux parois du modèle.

I-25 -2 Contrainte effective

Cette approche est basée sur une modélisation diphasique des matériaux, on distingue le fluide indistricielle et le squelette, ou suppose que la loi de Terzaghi développée pour le sol s'applique

$$\sigma = \sigma' + u \quad (I, 44)$$

σ : contrainte totale, σ' : contrainte effective, u : pression interstitielle

I-25 -3 Limite des ses approches

Dans ces deux approches, il y a découplage entre le calcul des écoulements et le calcul de déformation et des contraintes.

I-26. Principe de la théorie de l'élasticité

I -26 - 1 Notion de déformation

Un solide du fait qu'il est soumis à des tensions, se déforme, il joue le rôle de ressort, il est élastique, au sens large du terme. L'élasticité est une propriété des corps à reprendre leur forme initiale ou leur volume après les avoir perdus à la suite d'une compression ou d'une tension.

En théorie d'élasticité, on admet que les forces et les déformations sont infiniment petites, cela veut dire que les relations entre forces et déformations sont réversibles. Pour comprendre les méthodes sismiques qui définissent le séisme comme un mouvement transitoire provoqué par un choc brusque des roches de l'écorce terrestre sous l'effet des contraintes accumulées depuis des années, dans la région touchée, il est nécessaire de rappeler ou de préciser quelques points essentiels sur la propagation des ondes élastiques dans les solides homogènes et isotropes pour avoir trois sortes de déformations élastiques pouvant y résulter: des déformations de compression, des déformations de tensions (déformation de volume), et des déformations de cisaillement (déformation de forme). Les déformations de compression et de tension sont de même nature, seul le sens de la force appliquée perpendiculairement à la surface varie. Dans les deux cas, il s'agit des

déformations longitudinales (de volume). Dans le cas d'une déformation de cisaillement, la force est parallèle à la surface. Il en résulte que nous n'avons plus qu'une déformation angulaire (de forme).

I-26-2 Module d'allongement (module de Young E)

Dans le cas d'une tension ou d'une compression faible, les déformations d'un corps sont directement proportionnelles à la force appliquée, cette loi s'appelle la loi de Hooke. Dans la loi de Hooke en présence de faibles contraintes, il existe une proportionnalité entre contraintes et déformations résultantes. Ainsi sous l'action d'une faible contrainte, un corps élastique change de dimensions et de forme.

Si le corps a un diamètre " d " et en tenant compte que l'allongement relatif est proportionnel à la force appliquée

$$\Delta l/l = 1.F/E.\pi.r^2 = T/E = 1.4.F/E.\pi.d^2 \quad (I, 45)$$

Ou bien $E = T/(\Delta l/l) \quad (I, 47)$

$\Delta l/l$: est l'allongement relatif.

I-26-3 Le coefficient de contraction (Poisson)

Dans le cas de tension, on a un allongement du corps, mais en même temps on a un amincissement dans la direction perpendiculaire à celle de la tension.

Dans le cas d'une compression on aura, au contraire une diminution de longueur de l'élément considéré et un épaississement suivant une direction perpendiculaire à celle de la compression.

Le coefficient de contraction ou coefficient de Poisson est désigné par le terme ν et est égale :

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l) \quad (I, 48)$$

Ce coefficient caractérise le rapport entre la compression relative et l'allongement relatif. Le coefficient de Poisson ne dépasse pas 0.5, il est de l'ordre 0.25 pour la plupart des roches. Les coefficients de Poisson et le module de Young sont des caractéristiques principales de l'élasticité des corps isotropes. Ils ne dépendent ni de la forme, ni de la dimension de ceux-ci.

I-26-4 Le module de rigidité (de Coulomb)

Si la force " F " agit parallèlement à la surface (" S ") la pression " P " exercée sera égale à :

$$P = F/S \quad (I, 49)$$

Si l'amplitude de la déformation est faible on pourra écrire la relation suivante :

$$P = \mu . \theta \quad (I, 50)$$

Où: $\mu = E / (2.(1 + \nu)) \quad (I, 51)$

μ : est une constante de proportionnalité, elle s'appelle module de rigidité. La valeur de μ est égale généralement à peu près à la moitié de celle de E .

I-26-5 Le module d'incompressibilité K

Si la pression est uniforme dans toutes les directions, alors son volume diminuera de ΔV , on aura la valeur K comme un coefficient d'incompressibilité. Et l'inverse $1/K$ - le coefficient de compressibilité, il existe d'autres coefficients appelés constantes de Lamé : λ , et μ .

$$\lambda = E / (1 + \nu) (1 - 2\nu) \quad (I, 52)$$

Dans le cas d'un corps homogène, isotrope et parfaitement plastique, les relations suivantes relient les paramètres précédemment mentionnés.

$$\mu = 1/2.E / (1 + \nu) = 3.K(1 - 2\nu) / 2 (1 + \nu) \quad (I, 53)$$

$$K = 1/3.E / (1 - 2\nu) = 2/3(\mu (1 + \nu)) / (1 - 2\nu) \quad (I, 54)$$

$$E = 3K (1 - 2\nu) = 2\mu (1 + \nu) \quad (I, 55)$$

$$N = 1/2 - E/6K = (1 - (2\mu / 3K)) / 2 + (2\mu / 3K) \quad (I, 56)$$

Dans le cas d'un liquide parfait μ et $E=0$ et $\nu=1/2$.

I-27. Ondes sismiques

Les déformations d'un point quelconque dans un milieu isotrope se transmettent à travers le corps dans toutes les directions avec une vitesse qui est fonction des propriétés élastiques du milieu. Les particules de celui-ci se mettent à osciller successivement en transmettant les oscillations d'une particule à l'autre. Donc, on aura des ondes élastiques ou sismique, on a plusieurs types d'ondes élastiques pouvant se propager dans ce milieu Des ondes longitudinales , des ondes transversales , et des ondes superficielles.

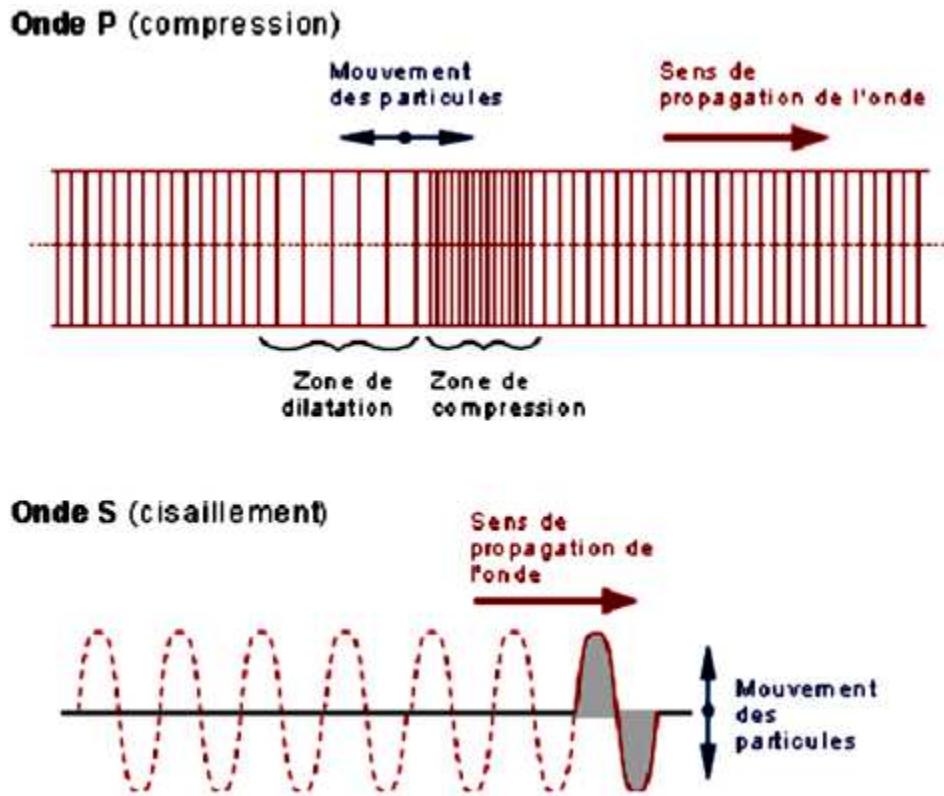


Fig (I, 6) : Représentation schématique du mouvement des ondes (P) et des ondes (S)
[42]

I-27-1 Les ondes longitudinales

Poisson qui en 1830, a montré qu'un corps homogène et isotrope de dimensions illimitées peut transmettre des ondes de deux vitesses différentes et qu'à une grande distance de la source de perturbation, le mouvement transmis par l'onde la plus rapide est longitudinale c'est-à-dire que les déplacements des particules est parallèle à la direction de propagation de l'onde de mouvement transmis par l'onde transversale. Ce qui implique que le déplacement est à angle droit suivant la direction de propagation. L'onde longitudinale "P" s'accompagne d'un changement de volume; elle représente une succession rapide d'espaces de compression et de dilatation à travers le milieu. La vitesse de propagation de l'onde longitudinale est liée à la densité du milieu et à des constantes élastiques par les relations suivantes :

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (I, 57)$$

$$V_p = \sqrt{\left(K + \frac{4}{3}\mu\right) \rho} \quad (I, 58)$$

S'il s'agit d'un liquide parfait $\mu = 0$.

$$V_p = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \quad (I, 59)$$

I-27 -2 Ondes transversales ou de cisaillement

Le mouvement des particules qui subissent des déformations sans changement de volume est perpendiculaire à la direction de propagation de l'onde tangente à l'onde.

La célérité est également liée à la densité de la roche et a pour expression.

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot 2(1 + \nu)} \quad (I, 60)$$

Si on compare les expressions des vitesses des ondes longitudinales à celle des ondes transversales.

$$V_p/V_s = \sqrt{2(1 - \nu)/(1 - 2\nu)} = \sqrt{\frac{K}{\mu} + 4/3} \quad (I, 61)$$

Il en résulte que : $V_p/V_s = \sqrt{3} = 1.732 \quad (I, 62)$

Donc les ondes longitudinales sont plus rapides que les ondes transversales et elles ne peuvent exister que dans les solides.

I-27 -3 Ondes superficielles (ondes de Rayleigh et ondes de Love)

Les ondes de Rayleigh provoquent le déplacement à la fois horizontal et vertical, dans un plan vertical parallèle à la direction de propagation de l'onde. La vitesse des ondes de Rayleigh est faible, comparée à celle des ondes longitudinales et transversales.

$$V_r = 0.9V_s \quad (I, 63)$$

Dans les ondes de Love ou superficielles et transversales, le mouvement des particules d'ondes de cisaillement est parallèles à la surface et à l'angle droit avec la direction de propagation. Dans le cas où $V_{s1} < V_{s2}$ le passage de l'onde de Love provoque un déplacement, le même que celui des ondes "S" mais sans mouvement vertical.

I-27 -4. Paramètres des mouvements sismiques

Les mouvements sismiques (accélération, vitesse, et déplacement) sont des mouvements qui se propagent aléatoirement dans les trois directions de l'espace. Soit une translation à trois composantes :

- Deux (02) directions horizontales perpendiculaires.
- Une (01) direction verticale.
- Un mouvement de rotation correspondant à une torsion autour d'un axe vertical et à deux mouvements de bascule autour des axes horizontaux.

L'action sismique est constituée par un mouvement d'ensemble qui affecte la fondation d'une construction donnée ; autrement dit que le terrain se meut comme un bloc sous la structure.

Les caractéristiques des mouvements sismiques sont influencées par de nombreux facteurs tels que :

- Magnitude du séisme.
- Profondeur de foyer.
- Mécanisme et direction de propagation des ondes sismiques.
- Propriétés physiques et configuration des différentes couches traversées par les ondes sismiques.
- Environnement géologique de la zone.
- Caractéristiques géotechniques du sol et caractéristiques topographiques de site.

Les caractéristiques les plus significatives du mouvement associées aux ondes sismiques sont les suivantes.

Durée du séisme :

- 1- **Courte** : la durée (2s à 3s) pour les petits séismes superficiels.
- 2- **Moyenne** : la durée est environ de 20 s.
- 3- **Forte** : la durée peut dépasser une minute pour des forts séismes enregistrés à des distances supérieurs à 100 km.

La fréquence prépondérante est de l'ordre de (1 - 10 Hz) pour les accélérations.
de (0.1 - 0.5 Hz) pour les déplacements.

Les valeurs des accélérations, des vitesses et des déplacements du sol varient considérablement au cours des séismes, des ondes de haute fréquence ($f > 10\text{Hz}$). Les règles parasismiques proposent les valeurs d'accélérations (a_N) données par le tableau n° 1. Ces données sont appliquées au spectre retenu en fonction du site, de la zone de sismicité et le classement des ouvrages.

Tableau n° (I, 1) : Valeurs des accélérations nominales par rapport à l'accélération de pesanteur g.

Zone de sismicité		Classe de l'ouvrage			
		A	B	C	D
0	Sismicité négligeable	-	-	-	-
Ia	Très faible sismicité, mais non négligeable	-	0.10g	0.15g	0.20g
Ib	Faible sismicité	-	0.15g	0.20g	0.25g
II	Sismicité moyenne	-	0.25g	0.30g	0.35g
III	Forte sismicité	-	0.35g	0.40g	0.45g

I-27-5. Accélérographes

Le mouvement d'un point du sol pendant un séisme qui est la donnée la plus immédiate à définir est constitué par les Accélérographes de ses trois composantes en fonction du temps, les trois données importantes de l'Accélérographe sont :

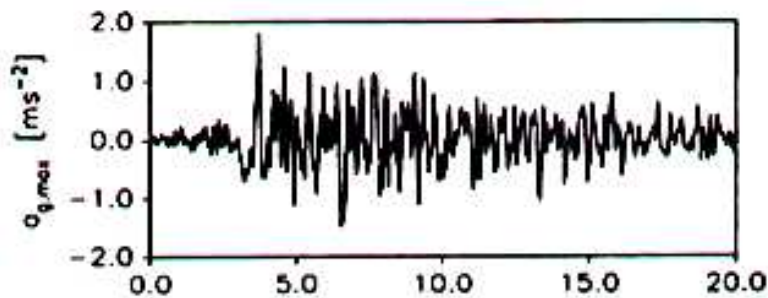


Fig (I, 7) : Accélérographe du tremblement de terre pour $a_{g\max} = 1.8 \text{ m/s}^2$ [17]

L'amplitude qui est généralement définie par la valeur de pic d'accélération.

- La fréquence qui est une fréquence moyenne déterminée en comptant le nombre de fois que l'Accélérographe coupe l'axe des abscisses par unité de temps.
- La durée, définie par le temps qui s'écoule entre le premier et le dernier pic au dessus d'un certain niveau où l'amplitude des accélérations est notablement plus élevée.

Dans le but de simplification, on utilise pour le transfert de spectre: un Accélérographe unique pour les deux directions horizontales pondérées par un coefficient de 2/3 pour la direction verticale.

Les Accélérographes naturels enregistrés sur des sites comparables à celui de l'ouvrage.

I-27 -6. Utilisation des spectres des réponses

Les spectres caractérisent les séismes beaucoup plus clairement que les Accélérographes et l'extraction des valeurs maximales est à la fois plus simple et plus significative puisqu'elles conditionnent les sollicitations maximales.

L'utilisation d'un spectre s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération

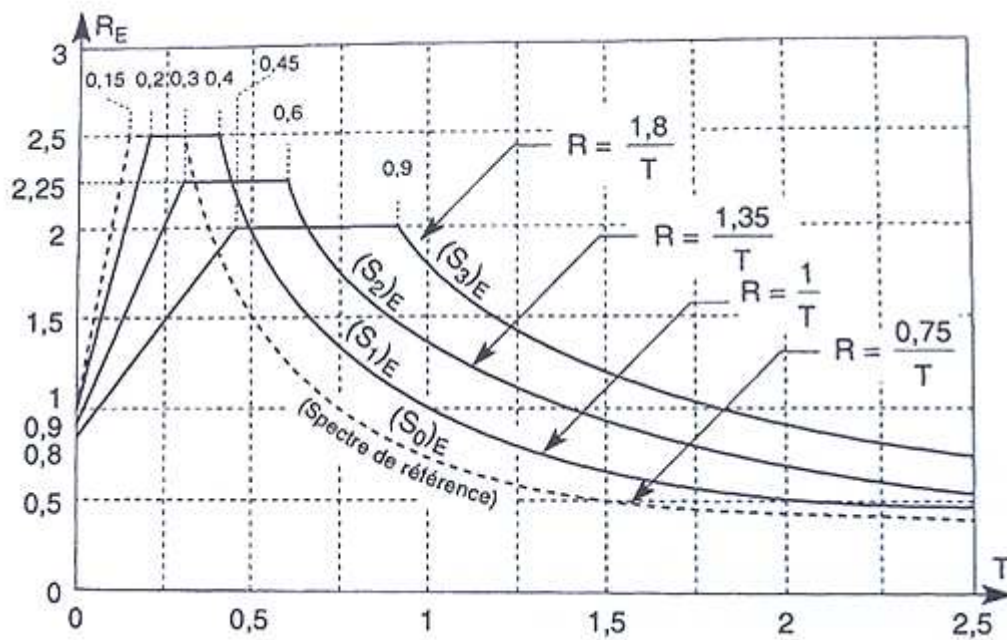


Fig (I, 8) : Spectre de réponse réglementaire (Composante horizontale) [42]

I – 27- 7. Utilisations d'un spectre de déplacement

En fonction de la période " T "(ou de la fréquence f) et du coefficient d'amortissement " ζ " (de l'oscillateurs, le spectre de déplacement relative donne la valeur (U_{max}) du déplacement relatif maximal , ce déplacement imposé au système fournit directement la valeur de la force

$$F_{max} = K. D_{max} \quad (I, 64)$$

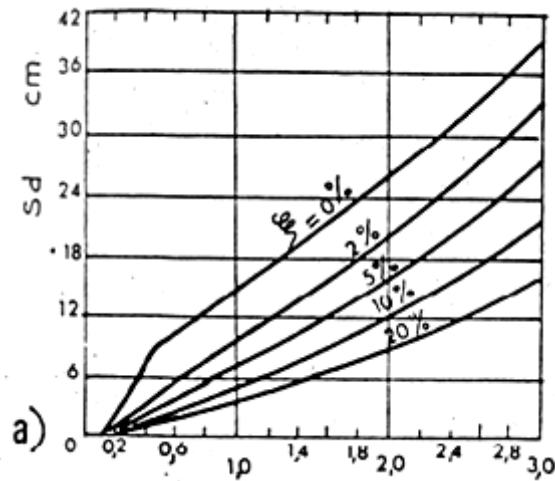


Fig (I, 9) : Spectre de réponse

a) Spectre de déplacement S_d [40]

I-27-8. Utilisation d'un spectre d'accélération

En fonction de la période " T " (ou de la fréquence f) et du coefficient " ζ " d'amortissement (de l'oscillateur), le spectre fournit la valeur maximale (a_{max}) de l'accélération. On déduit la valeur de la force statique appliquée à la masse, équilibrée par le système.

$$F'_{max} = m \cdot \ddot{u}_{max} \quad (\text{I, 65})$$

Le spectre d'accélération est le plus employé, car il fournit immédiatement la force d'inertie maximale agissant sur la masse en mouvement. Le coefficient qui, appliqué au poids de la masse ($m \cdot g$), fournit la valeur de la force élastique produisant les mêmes sollicitations que la réponse dynamique.

Les valeurs des forces (F_{max} et F'_{max}) sont identiques et les deux méthodes conduisent au même résultat. Les spectres de réponse sont liés par la relation :

$$\ddot{u}_{max} = \omega^2 \cdot D_{max} \quad (\text{I, 66})$$

Ce qui entraîne : $\ddot{u}_{max} = \omega^2 \cdot D_{max} = K/m \cdot D_{max} \quad (\text{I, 67})$

$$m \ddot{u}_{max} = K \cdot D_{max} \quad (\text{I, 68})$$

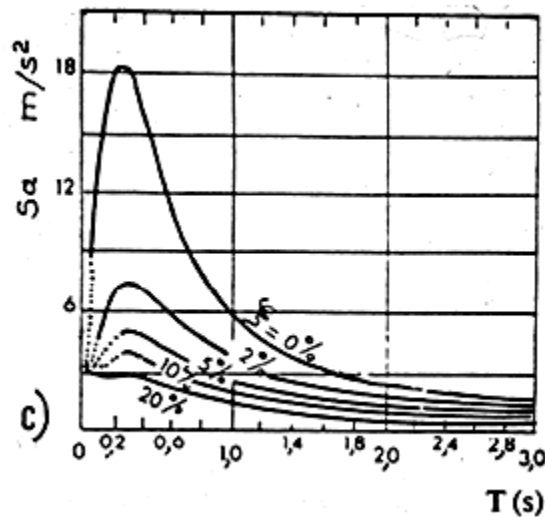


Fig (I, 10) : Spectre de réponse

b) spectre d'accélération S_a [40]

I-27-9. Spectres réglementaires (règle parasismique)

Le mouvement de calcul est constitué par un mouvement de surface déterminé de façon forfaitaire à partir des spectres élastiques normalisés et au moyen des spectres de dimensionnement normalisés par application de l'accélération nominale.

Le mouvement de surface à prendre en compte en un site donné et conditionné par :

- Les propriétés géotechniques des formations géologiques du site.
- La topographie de site au moyen des coefficients τ .

I-27-10. Spectres élastiques normalisés

Les composantes horizontales sont données pour un amortissement de 5 % et sont rapportées à la valeur unité de l'accélération nominale, pour les sols rocheux les spectres font apparaître une relative richesse en hautes fréquences avec un maximum se situant aux alentours de 0.2s à 0.4s. Sur les sols déformables il se produit un certain écrêtage des composantes de haute fréquence.

Les spectres élastiques normalisés, composante verticale, sont donnés par un amortissement de 5 % pour les recommandations (A.P.S) de l'association parasismique, ces spectres sont utilisés pour un calcul des structures pour une analyse modale complète.

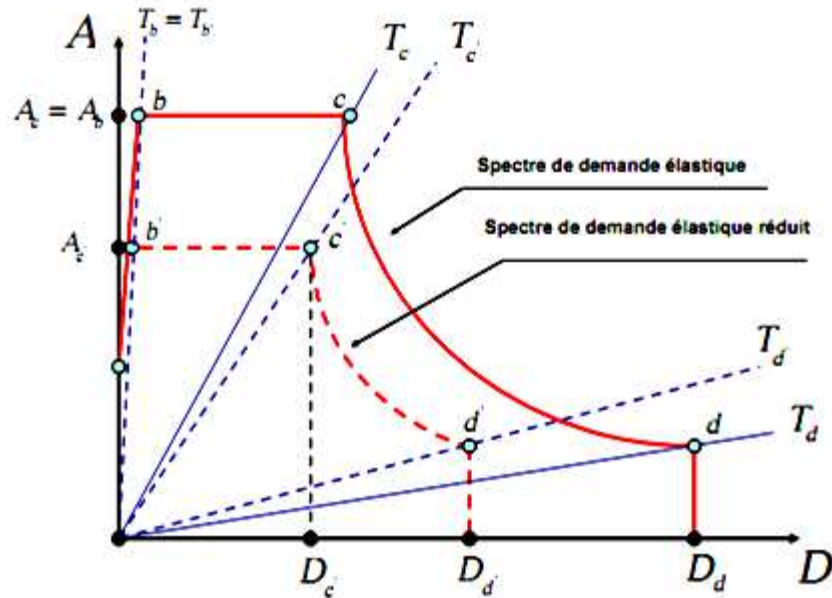


Fig (I, 11) : Développement de spectre de demande élastique réduit équivalent [29]

I-27-11. Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement se déduit des spectres élastiques normalisés par le remplacement de la branche ascendante par un palier horizontal prolongeant le spectre élastique jusqu'à une période $T=0$.

CHAPITRE : II

***Barrage poids en béton
Compacté au rouleau
(B.C.R)***

Description du barrage en (B.C.R)

II- Définition

Un Barrage est un ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à en assurer la régulation, soit à pouvoir alimenter en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie.

Un barrage barrant un talweg comporte toujours un certain nombre d'organes dont l'organe de vidange qui est un évacuateur de crues, cet organe est considéré comme partie intégrante des barrages.

Les barrages sont des ouvrages artificiels de génie civil de grandes tailles à caractère unique, et induisant des risques technologiques importants. On observe une hétérogénéité dans la pratique de justification pour la stabilité des barrages et ces justifications restent dans un format de calcul déterministe. Pour l'évaluation de la sécurité structurale des barrages, il faut une démarche fiable appliquée au cas des barrages poids. Parmi les barrages poids, les barrages en béton compacté au rouleau (B.C.R) présentent un grand intérêt car les grands barrages poids sont actuellement réalisés le plus souvent en (B.C.R). Pour ces barrages le béton est mis en place par couches minces superposées et les liaisons entre couches jouent un rôle essentiel dans le comportement du corps du barrage. Dans le domaine des barrages poids, les paramètres de résistance qui entrent dans les codes de calcul fond l'objet d'une quantité limitée d'essais expérimentaux.

Les résistances et les sollicitations modélisées par des lois de probabilités sont finalement intégrées dans la formulation d'états-limites de fissuration et de cisaillement au moyen d'analyse, ainsi que par des simulations, la démarche pour la détermination des lois de probabilité des résistances basées sur une formulation physique de la couche intrinsèque du béton.

II- Technique du béton compacté au rouleau (B.C.R) pour les barrages

II -1 – Définition

Depuis vingt à vingt cinq ans, une technique nouvelle est apparue dans le domaine des barrages c'est le béton compacté au rouleau (B.C.R). Elle est innovante tant pour les matériaux que pour sa mise en œuvre, ce matériau est un béton raide d'affaissement nul, il est fabriqué avec les mêmes caractéristiques de béton conventionnel (B.C.V), le béton compacté au rouleau (B.C.R) est composé de granulats, de l'eau, et de liant hydraulique mis en place comme un remblais, il est très sec, il requiert toujours l'application d'un effort de compactage (rapprocher les particules du granulat permettre à la pâte de ciment de

comblent les vides granulaires). Compacté à l'aide d'un matériel classique de tassement que ce soit pendant son transport (camion), sa mise en place en couches minces (buteur) ou son compactage (rouleau vibrant lourd). Cette technique s'inspire donc à la fois des procédés de construction des ouvrages poids en béton pour le dimensionnement de l'ouvrage. Ses gros intérêts sont : sa rapidité d'exécution et le faible coût de mise en œuvre. Le béton compacté au rouleau (B.C.R) est compacté avec les mêmes équipements généralement utilisés pour les constructions routières.

Le béton compacté au rouleau (B.C.R) est développé selon deux axes différents.

B.C.R pour barrage ou ouvrage massif, B.C.R pour pavage.

La formulation, les méthodes de construction et les méthodes de mise en place sont différentes en fonction du B.C.R.

Un Barrage est un ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à assurer la régulation, soit à pouvoir alimenter en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie.

Un barrage barrant un talweg comporte toujours un certain nombre d'organes dont l'organe de vidange qui est un évacuateur de crues, cet organe est considéré comme partie intégrante des barrages.

Les barrages sont des ouvrages artificiels de génie civil de grandes tailles à caractère unique, et induisant des risques technologiques importants. On observe une hétérogénéité dans la pratique de justification pour la stabilité des barrages et ces justifications restent dans un format de calcul déterministe. Pour l'évaluation de la sécurité structurale des barrages, il faut une démarche fiable appliquée au cas des barrages poids.

Parmi les barrages poids, les barrages en béton compacté au rouleau (B.C.R) présentent un grand intérêt car les grands barrages poids sont actuellement réalisés le plus souvent en (B.C.R). Pour ces barrages le béton est mis en place par couches minces superposées et les liaisons entre couches jouent un rôle essentiel dans le comportement du corps du barrage. Dans le domaine des barrages poids, les paramètres de résistance qui entrent dans les codes de calcul fond l'objet d'une quantité limitée d'essais expérimentaux..

II- 2- Le B.C.R est mis en œuvre à faible teneur en eau

Le passage des engins de compactage exige un produit sec tel que l'affaissement au Cône d'Abrams soit nul, la détermination de la teneur en eau se fait à l'aide d'essais de Proctor sur grand moule afin de tenir compte de la granulométrie des matériaux, la faible

teneur en eau permet ainsi de diminuer le retrait hydraulique de béton et d'améliorer sa résistance à long terme.

II – 3 Le B.C.R est mis en œuvre en couches minces

Le matériau, fabriqué dans les centrales à béton classique ou malaxage contenu à gros débit est acheminé sur l'ouvrage par camion benne ou bande transporteuse

Il est étalé au buteur en couche mince de 0.3 m à 0.5 m. L'épaisseur des couches est commandé par des contraintes d'efficacité de compactage et de cadence de chantier. Le point délicat de liaison entre les couches successives est celui qui présente une double faiblesse potentielle : forte perméabilité et résistance mécanique médiocre.

L'idéal pour avoir une bonne liaison consiste bien sur à mettre en place la couche supérieure avant que la couche inférieure n'est fait prise, ce qui dispense la mise en place d'un mortier.

Il faut par ailleurs éviter les différences de granulométrie entre les parties inférieures et la partie supérieure d'une couche (ségrégation, remontée de laitances).

Lorsque le temps entre la mise en place de deux couches successives dépasse une certaine limite (dépendant de type de ciment et de la température ambiante), ou dans les conditions d'une reprise froide, il est nécessaire de traiter les liaisons entre couches par un mortier de reprise sur 2 à 3 cm d'épaisseurs.

II – 4 Le B.C.R est fortement compacté

L'intérêt de l'utilisation des rouleaux vibrants par rapport à la mise en œuvre classique avec aiguille vibrante est triple.

- Ils sont plus adaptés à la faible plasticité du mélange.
- Ils ont un grand rendement.
- Ils compactent le matériau avec une énergie beaucoup plus élevée.

II – 5 L'ouvrage doit avoir une étanchéité spécifique

Un ouvrage réalisé en béton compacté au rouleau (B.C.R) ne peut pas en général être considéré comme étanche, surtout du fait de reprise entre couches, l'étanchéité de certains barrages construits en B.C.R est assuré par un parement amont verticale en béton vibré, traditionnelle équipé de joint de dilatation avec Water- Stops.

II-6 – Intérêt du B.C.R et domaine d'utilisation

II-6-1 Intérêt économique

Intérêt de B.C.R et domaine d'utilisation : En général le coût de m³ de B.C.R mise en œuvre dans un barrage poids, et en moyenne deux fois inférieur à celui d'un béton classique. Cette proportion tend à augmenter avec les quantités mises en œuvre. Mais ce rapport est évidemment moins élevé, si l'on considère l'ensemble de l'ouvrage, incluant le traitement de la fondation.

La comparaison entre le barrage poids classique et le barrage poids en B.C.R est facilitée par un nombre de constantes entre ces deux solutions : provenance souvent identique des matériaux, travaux de fondation semblable, par contre la comparaison avec d'autres solutions tel que les barrages en terre ou en enrochement à zones ou à masques nécessite une étude approfondie de la qualité, de la quantité et de la provenance des matériaux, ainsi que des conditions des fondations. Les ouvrages récents réalisés en B.C.R, sont souvent apparus que l'adoption de ce procédé permet d'espérer une économie globale de 10% à 20% par rapport à des solutions terre ou en enrochement, pour autant que les fondations soient favorables à la réalisation d'un barrage poids.

II-6-2 Intérêt du point de vue des délais de réalisations

Un des atouts majeurs du B.C.R est de permettre des cadences élevées pour la réalisation du barrage, le facteur limitant en général est la centrale à béton, on atteint couramment des rythmes d'élévation de l'ouvrage de 1mètre par jour, cette about peut donc s'avérer primordial dans certains cas de contraintes climatiques particulières ou des périodes d'étiage courtes, de plus l'expérience a montré que les barrages en B.C.R pouvaient sans grands dommages supporter un déversement en cas de crue importante survenant pendant la construction.

II – 7 - Les différents types de barrages

II-7-1 critère de barrage

- o La forme de la vallée, la nature du sol et les matériaux à disposition sur le site déterminent le type de barrage, ils ont une section triangulaire ou trapézoïdale, leur poids propre suffit à contenir la poussée amont de l'eau.
- o Ceux qui s'appuient entièrement sur le sol (soubassement). Ce sol doit être particulièrement résistant (barrage poids et en B.C.R).
- o Ceux en forme d'arc convexe qui s'appuie en grande partie sur leur paroi latérale rocheuse. Ce type de barrage est utilisé dans les vallées étranglées.

II -7 – 2 La typologie des barrages

On considère qu'il existe deux grandes familles de barrages "Les barrages Voûtes " et "les barrages poids ". Comme il y a deux types de barrages réalisés en matériaux différents :

- Les barrages en béton.
- Les barrages en matériaux meublés.

Dans notre cas on s'intéresse à un barrage poids construit avec du béton compacté au rouleau.



Figure (II, 1) : Vue en plan du barrage principale de la digue du col [31]

II-7 -3 Fonctionnement des barrages

Les barrages sont construits dans le monde entier pour différents usages :

- Irrigations des cultures dans les régions arides et semi arides.
- Alimentation en eau des hommes et des animaux, ainsi que les entreprises et l'industrie.
- Nivellement des crues.
- Production d'énergie électrique.
- Régularisation des rivières navigables et alimentation des canaux (eau de consommation des écluses).
- Flottage des bois coupé.

- Alimentation des industries en eau de refroidissement.
- Pisciculture ou élevage d'autres espèces animales ou végétales aquatiques.
- Loisirs.

II-7-4 Méthode de construction du barrage

La technique prédominante et celle du béton compacté au rouleau (B.C.R), le béton n'est plus coulé entre les coffrages puis vibré par des aiguilles, comme le béton traditionnel mais répandu horizontalement au bulldozer et compacté avec des compacteurs vibrants .

1 – Problème principal : Une exotherme se produit lors de la prise en ciment pour le béton des fortes masses jusqu'à 50 mètres d'épaisseur.

2 – solution apportées : On utilise des ciments de faible exotherme, on remplace une partie de ciment par des liants moins rapides, on limite le dosage de ciment (emploi de gros granulats jusqu'à 150 mm de diamètre Φ)

3 – Particularités : les équipement de concassage et de malaxage sont conçus pour accepter les gros granulats, le transport est réalisé par les grues .

Le barrage est découpé en plots de (10 m à 20 m).

Les coffrages utilisés sont souvent auto grimpants et le béton dosé très sec

Pour les ouvrages épais, il faut rajouter à ses précautions les dispositions suivantes :

- Pré réfrigération du béton frais, obtenu par refroidissement artificiel des granulats et/ou de l'eau.
- Post-réfrigération du béton au moyen de réseaux de serpentins noyés dans la masse dans lesquels on fait circuler de l'eau. En fin de construction des plots d'un barrage, on remplit les joints au moyen d'un coulis de ciment.
- **Avantage / inconvénient**

Grâce à un tel compactage le béton peut-être mis en place plus sec, avec juste la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment.

Les points délicats sont : La résistance mécanique et l'étanchéité.

Les barrages poids en B.C.R doivent être équipés d'un drainage très efficace.

- **Les conditions indispensables pour construire un barrage sont de trois types :**

1- la bonne condition topographique

Constitue le support essentiel du travail du géologue qui doit toujours situer plus au moins précisément les observations qu'il réalise selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes , on peut distinguer la topographie simplifiée au nivellement des premiers sondages réalisés sans attendre les levés détaillés. Et aussi la topographie régulière qui nécessite la réalisation de plans topographiques précis s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage.

2- La bonne condition géologique (les roches sur les quelles s'appuie le barrage)

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage.

a) le Condition de fondation

Sauf en cas de roches très fissurées ou des caractéristique médiocres, les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous types de barrages, moyennant des dispositions adéquates concernant l'extraction des matériaux très altérés et le traitement éventuel par l'injection. L'aspect important est le régime des fractures (faille, joint, diaclases, schistosité), les exigences vont en croissant du (B.C.R) au béton conventionnel et à la voûte.

b) fondations sablo-silteuse

Convienent à l'édification de très petits barrages-poids en (B.C.R) moyennant de sérieuses précautions.

3- la bonne condition hydrologique

Le volet hydrologique à pour objectif la définition d'événements de référence ; y compris les événements extrêmes qui sont intégrés dans l'analyse hydraulique sous forme de l'hydro gramme de référence. Cette définition doit s'appuyer sur deux types d'informations et d'analyses conjointes.

- ❖ D'une part, sur la connaissance événementielle des scénarios hydrométéorologiques caractéristiques des bassins concernés; tirés de l'étude climatologique des précipitations.
- ❖ D'autre part sur la connaissance statistique du régime des crues, fondée sur l'analyse d'une longue chronique de mesure des débits. l'étude hydrologique doit

présenter les valeurs des intervalles de confiance, ou des incertitudes associées aux résultats fournis.

II -8 Morphologie de la vallée considérée

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis des barrages soient sains. Ce type de site est peu fréquent soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement des vallées dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids.

II-9. Matériaux disponibles

La disponibilité sur le site ou à proximité de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage à une incidence prépondérante sur le choix du type de barrage.

- Sol utilisable en remblai.
- Enrochement pour remblai ou protection de talus (rip –rap).
- Agrégats à béton (matériaux alluvionnaires, ou concassés).
- liant (ciment, cendres volantes).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise de la retenue permet d'accroître la capacité de stockage. En outre cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts ; si l'on ne dispose que de l'enrochement.

La solution béton, en particulier la solution B.C.R peut également s'avérer compétitive sous réserve de fondation suffisamment bonne (rocher ou terrain compacte), ne nécessitant pas des fouilles excessives.

II– 9 – 1 Les matériaux de construction utilisés

L'invention du B.C.R est une innovation technique majeure dans la technologie des barrages. L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels (grue ou blondin pour le transport et le compactage par vibration dans la masse), mais on utilise les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au buteur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige toute fois une surface de plate-forme de travail supérieur à 500 m² (environ) pour que les engins puissent évoluer efficacement.

La possibilité de réduire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par compactage en couche de 30 cm permet de limiter les quantités de ciment à des valeurs de

100 kg/m³ à 150 kg /m³ de façon à diminuer l'exotherme. Dans la conception actuelle des barrages en B.C.R, seuls les joints transversaux sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs à 15 mètres traditionnels des barrages en B.C.V.

L'un des avantages importants du B.C.R et la rapidité d'exécution, le B.C.R a été souvent utilisé pour construire des massifs poids à moindre coût, mais n'assure pas la fonction d'étanchéité qui repose sur un organe spécialisé soit :

- ❖ Membrane en P.V.C
- ❖ Mur en béton armé construit à l'avance et servant de coffrage pour le parement amont pour les barrages de petit saut.
- ❖ Masque amont en béton armé.

Les matériaux B.C.R utilisés pour le corps du barrage sont avant tout, des matériaux rustiques, dont la composition variable est guidée par la disponibilité sur le site des composants dans une formation au moindre coût. Les teneurs en liant sont faibles de l'ordre de 100 kg /m³, et la teneur totale en fines est d'au moins de l'ordre 12%.

II-10 Crues et ouvrages hydrauliques

Le coût des ouvrages d'évacuation des crues dépend des caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le cas des bassins versants étendus et de crue prévisible sévère , il peut-être intéressant de combiner évacuateur de crue et barrage dans un ouvrage en béton déversant .

Lorsque une galerie est requise pour assurer la dérivation provisoire du cours d'eau durant les travaux, cette galerie peut-être avantageusement intégré aux ouvrages d'évacuation des crues, moyennant si besoin, une légère augmentation de sa section.

Le choix d'un barrage en B.C.R peut s'avérer attractif dans la mesure où il permet de comprimer les délais d'exécution et de s'affranchir des risques liées à l'arrivée d'une crue qui obligerait dans les autres solutions à des ouvrages de dérivation ou de protection onéreux.

II – 11 Détermination de la hauteur des barrages

II– 11 – 1 Principe général

Pour permettre le classement des barrages, la hauteur de référence est la hauteur sur le terrain naturel est non pas sur les fondations .Elle est mesurée par rapport au point bas du terrain naturel dans l'axe de la crête du barrage.

II -11 -2 Définition de la hauteur d'un barrage existant en l'absence du plan

La solution la plus simple, consiste à mesurer l'écart d'altitude entre la crête et le terrain naturel au pied aval de l'ouvrage et au centre de la vallée, mais si le terrain est fortement en pente, on pourra corriger cette valeur:

$$H = (H_1 + H_2) / 2 \quad (II, 1)$$

$$H = H_1 - L \operatorname{tg} \alpha \quad (II, 2)$$

H : La hauteur mesurée par rapport au point bas du terrain naturel, dans l'axe de la crête du barrage

H_1 et H_2 : la hauteur de correction dans le cas d'une forte pente

L : la longueur horizontale

II – 12- Les volumes des retenues

II- 12 – 1 Définition

Le volume du barrage est exprimé en million de mètre cube.

pour le calcul de la formule " $H^2 \sqrt{V}$ ", est définie comme le volume retenu par le barrage à la cote de retenue normale (R.N), On peut noter que le volume V à prendre en compte est le volume retenu par le barrage qui serait relâché en cas de rupture de l'ouvrage survenant à retenue normale, dans le cas d'un barrage surélevant un verrou rocheux naturel, il convient dans la perspective du classement, de considérer uniquement le volume supplémentaire permis par le barrage et non le volume total qui est supérieur.

" $H^2 \sqrt{V}$ " : volume de la retenue.

(R.N) : la cote de la retenue normale.

II – 12 – 2 Calcul du volume

Connaissant la surface " S " (pour la retenue normale R.N) et la hauteur d'eau H_e à la R.N on peut calculer " V " par la formule

$$V = 0.4 H_e \quad (II, 3)$$

Dans le cas d'un bassin, une valeur majorante de " V " peut-être obtenue par

$$V = H_e * S \quad (II, 4)$$

Et une valeur plus précise par

$$V = H_e (S + S_{fond}) / 2 \quad (II, 5)$$

H_e : la hauteur d'eau

II – 13- Critère économique

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrages, avec des fondations rocheuses, en présence des matériaux meubles proches de site, et un débit de crue important, conduiront à mettre en balance un barrage en B.C.R avec un évacuateur de crues coûteux.

II – 14 Conclusion sur le choix du type de barrage

Le choix du type de barrage s'impose tout naturellement dans bien des cas ,sans qu'il soit nécessaire de faire des investigations poussées ainsi lorsque le substratum rocheux à une profondeur supérieure à environ (5) cinq mètres . Dans certaines région le contexte géologique tel que le type de barrage est presque le même.

Dans d'autre cas le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants : Nature de la fondation, disponibilité des matériaux à proximité, hydrologie pour aboutir au meilleur choix économique.

En guise de conclusion quelques remarques :

- Les barrages poids en béton classique ne se justifient en général que pour les barrages comportant des ouvrages hydrauliques complexes, en particulier les barrages mobiles.
- les barrages poids en B.C.R s'imposent comme une solution économique et sure dès que le volume du béton dépasse 35000 m^3 à 40000 m^3 .

CHAPITRE : III

Etude des barrages

Poids classique en (B.C.R)

(Cas du barrage de Béni Haroun)

III- Etude géologique et géotechnique

III -1. Mouvement des terrains dans la région de Mila (Algérie Nord Orientale)

III -2. Introduction

Le constantinois, particulièrement sa partie septentrionale, se caractérise par une sismicité importante.

Dans la région étudiée les risques naturels tels que les mouvements de terrain sont assez fréquents.

L'étude entreprise dans la région de Mila est basée sur les investigations de terrain qui ont permis de caractériser les trois sites affectés par les glissements (Oued El-Kaim, Béni Haroun, Sibaré), aussi bien sur le plan tectonique qu'hydrologique.

Situation géographique

La région de l'étude se localise entre les latitudes $36^{\circ} 15'$ - $36^{\circ} 35'$ et les longitudes $6^{\circ} 10'$ - $6^{\circ} 20'$

Le barrage de transfert de Oued El-Kaim est situé au sud-ouest de la ville de Sidi Khalifa, sensiblement aux coordonnées $X = 820.500\text{km}$, $Y = 343\text{ km}$.

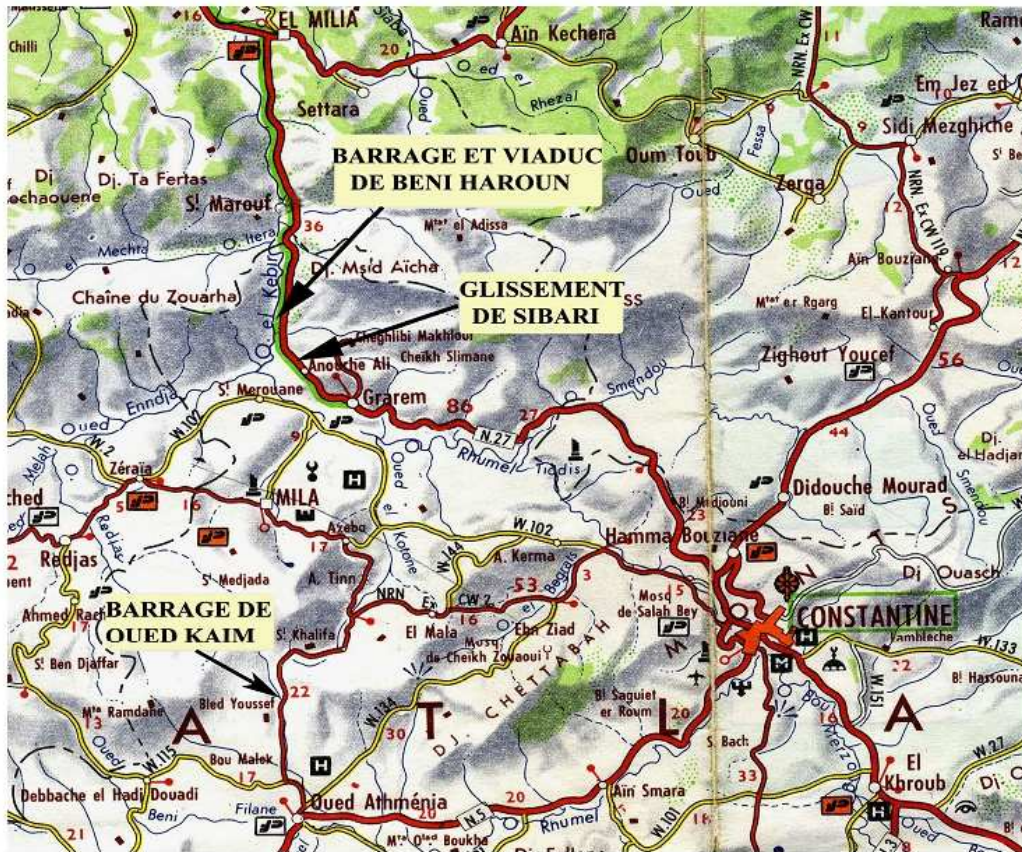
Le barrage de Béni Haroun se trouve à l'aval de la confluence de Rhumel et de Oued Endja, à environ 4 km au Nord de la ville de Sidi Merouane au point de coordonnées Lambert $X = 820\text{ km}$, $Y = 369\text{ km}$

III -3. Cadre géologique

La région d'étude fait partie de l'avant-pays de la chaîne alpine d'Algérie Nord Orientale, elle constitue une zone charnière entre au Nord, le domaine interne allochtone caractérisé par des nappes de charriages, à vergence Sud, en relation avec une tectonique compressive polyphasée cénozoïque (Marmi et Guiraud ; 2006) et au Sud, le domaine parautochtone.

Les formations géologiques comprennent un ensemble inférieur essentiellement carbonaté, le substratum d'âge crétacé à éocène et une couverture discordante constituée de dépôts continentaux à dominante détritique de Mio plio quaternaire.

Le site de Béni Haroun-Sibari se caractérise par des formations carbonatées du sénonien supérieure paléogène, surmontées en discordance par des dépôts argilo gréseux de Mio pliocène.



*Fig (III, 1) : localisation géographique de la région d'étude
(Algérie Nord – orientale)[25]*

III -4. Hydrologie

La région d'étude appartient au bassin versant Kebir- Rhumel

D'une surface de 8815 km² qui reçoit des précipitations moyennes annuelles de 582 mm (Mebarki ,2005). Il est drainée par deux principaux Oueds : Oued Rhumel et

Oued El-Kabîr .Les deux secteurs Béni Haroun et Oued El-Kaim se caractérisent par deux aquifères différents.

Un aquifère superficiel dans les formations de Mio pliocène.

Un aquifère profond lié aux formations à dominantes carbonatées de jurassique créacé pour oued el-kaim et du sénonien à éocène pour les formations de Béni Haroun.

III -5. Oued El-Kaim

C'est un barrage de transfert des eaux de Béni Haroun, la longueur de la digue est de 600 m avec une capacité de stockage de 33.6 hectomètres cube .Le bassin de oued el-kaim situé sur la partie amont du grand bassin de Kabir-Rhumel, est drainée sur sa partie Nord par oued el-kaim qui prend sa naissance sur le flanc sud du djebel lakhel à la cote de 1030 m .Il reçoit sur ses rives quelque ruisseaux d'importance minime avant de ce jeter dans le Rhumel.

III -6. Béni Haroun

Le site de ce barrage est situé a l'aval de la confluence de deux oueds importants à l'Est le Rhumel qui prend sa source en amont de Constantine et à l'ouest Oued Endja qui prend sa source au environ de Djemila, la capacité du réservoir et d'environ de 960millions de mètres cube pour une digue de 710 mètre de longueur et 120 mètres de hauteur.

III -7. Aperçu structural

La région d'étude est affectée par deux couloirs de failles

- (i) un premier couloire orienté globalement N-S ($N 10^{\circ} E$) dont un accident longe, oued el-kaim vers le sud et suit oued el-kabir au Nord.
- (ii) un deuxième avec une direction sensiblement E – W perturbants les accidents subméridiens, dont une grande faille passe à quelques kilomètres au Sud du barrage de Béni Haroun.

Dans le secteur de oued el-kaim apparaissent des failles de directions $N110 -115^{\circ} E$ et $N60 - 70^{\circ} E$ avec des faibles rejets. Les formations carbonatées du pliocène sont ployées en une structure anticlinale d'axe globalement E-W et fortement fracturées.

Le secteur de Béni Haroun se caractérise par une tectonique intense ou s'observent des failles $N60-70^{\circ} E$, E – W et $N110 - 120^{\circ} E$ sur la rive droite au Kebir et apporoximité de l'ancrage de la digue.

Un nœud de faille se localise au niveau de la culée Sud du viaduc de oued Dib, ou s'entersectent des failles de directions $N70^{\circ} E$, E-W et $N130-140^{\circ} E$.

III -8. Glissements des terrains

Les phénomènes d'instabilité des terrains de trois secteurs d'étude Oued El-Kaim, Béni Haroun, Sibari.

Les sites affectés par les glissements de terrains se trouvent dans les environs de Constantine et de Mila, prennent de plus en plus de l'ampleur avec le temps, en fonction de la vitesse des mouvements d'instabilité des terrains et des surfaces des ruptures. Ils

entraîneraient des effets dommageables graves sur les infrastructures telles que les barrages de oued el-kaim et Béni Haroun. La cartographie de l'aléa regroupe la rive droite et la rive gauche. Le glissement observé sur la rive gauche le long d'une surface de rupture par cisaillement correspond à une discontinuité préexistante (faille), cette dernière est probablement à l'origine de ce glissement.

Par contre pour la rive droite, le mouvement est engendré par l'action de la gravité des forces extérieures dues au déblaiement des argiles, au pied de versant, ayant service pour la construction de la digue

Ce qui concerne les glissements du barrage de Béni Haroun (aval de la digue longeant la route notionnel N° 27, et la culée sud de viaduc de oued Dib), leur genèse serait en étroite relation avec la tectonique. En effet une faille recoupe la chaussée et constituée le seuil limite de déplacement de la masse en mouvement, selon la géométrie de la surface et le milieu qui est rocheux, le mouvement et probablement au long d'une surface sensiblement plane (Glissement plane). Quand la culée du Viaduc, un nœud de faille de direction

E- W , N- S et NW- SE , NE- SW est mis en évidence.

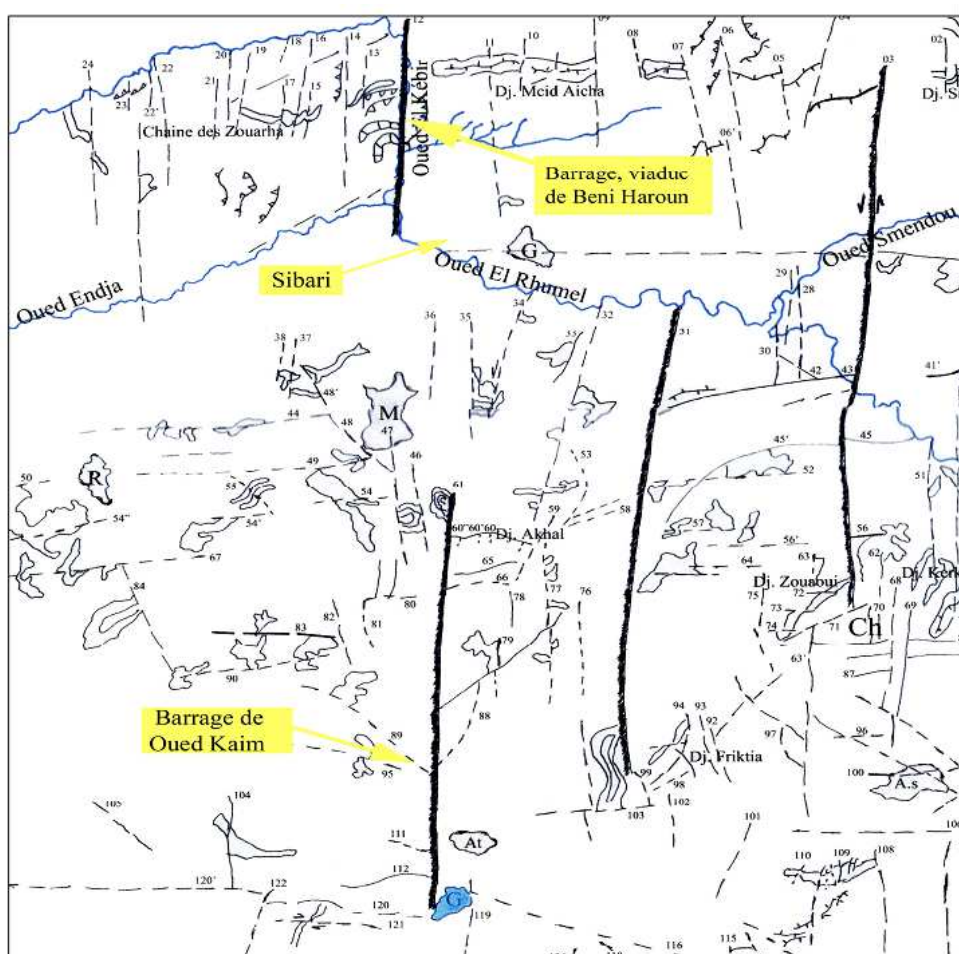


Fig (III, 2) : Les mouvements des terrains dans la région de Mila

(Algérie Nord – orientale)[25]

III -9. Conclusion

L'ensemble des sites étudiés qui se caractérisent essentiellement par des formations hétérogènes détritiques à dominante argilo-silteuse conjuguées à d'autres facteurs favoriseraient des mouvements de terrain.

De nouvelles failles probablement actives sont mises en évidence, et semblent être à l'origine avec les phénomènes de glissement.

Les facteurs générateurs du mouvement de masse sont divers. Nous estimons que dans notre cas, la tectonique, la lithologie, l'eau et l'action anthropique jouent un rôle fondamental dans l'instabilité du terrain

Certains glissement ont causés des dommages importants aux infrastructures (routes, habitations etc....) dans la région.

III -10. Sismicité du site de barrage

Pour l'évaluation de la sismicité d'un site, il est en général acceptable de supposer que la majorité des séismes résultent d'une libération brusque de l'énergie accumulée par la croûte terrestre le long d'une faille.

Trois étapes nécessaires

La première étape : Identification et localisation des failles au voisinage du site.

Deuxième étape : La quantification de la direction spatiale des futurs séismes.

Troisième étape : Aucune indication sur les sites des failles

Pour tenir compte de ce fait trois cas ont été proposés, le premier suppose que la longueur, la direction et la position de la faille par rapport au site sont connues, le second suppose que seul la direction est connue, alors le dernier ne tient compte d'aucune indication sur le système des failles.

III -11. Données sismologiques

Le site étudié (barrage Béni Haroun) est dans la région de Mila (Algérie Nord Oriental), il est situé à l'aval de la confluence de deux oueds importants à l'Est oued Rhumel et à l'ouest oued Endja, ce site est affecté par des nombreux séismes historiques, dont celui qui est centré le long de l'axe Kherata, Constantine et Guelma

Le principal catalogue sur la sismicité de l'Algérie Nord est établi par Hei

(1850- 1911) ; Rothe (1716 -1949) ;

Graudjean (1940 -1950) ; Ben Hallou et Roussel (1950 -1971) et Ben Hallou qui a établie une analyse de la sismicité historique et récents des régions sismoactives Algériennes , en fonction des résultats obtenus à la suite de séisme de El-Asnam du 10/10/1982 .

III -11-1. Faille Kherata

Un violent séisme est survenu dans cette région le : 17/02/1949 (I = VIII ; $36^{\circ} 30' N$, $5^{\circ} 7' E$) la faille de Kherata aurait une direction N070E et serait associée à un pli déversé vers le sud.

III -11-2.Région de Jijel

Deux séismes importants sont survenus le :21 et 22 Août 1856 (I = IX et X ; $37^{\circ} 1N$, $5^{\circ} 7^E$) , la première secousse a été suivie d'un raz de marée qui à provoqué des dégâts dans cette zone , et l'activité sismique est liée à une structure active NE-SW dans cette région .

III -11-3. Région Guelma

Un fort séisme est survenu le 10/02/1937 (I= IX ; $36^{\circ} 4N$, $7^{\circ} SE$), et l'activité sismique est associée probablement à des failles normales ou décrochant affectant cette région.

III -11-4. Région Constantine

Un séisme de magnitude de $M_S = 6.00s$ 'est produit le 27/10/1985 (El-Haria) ; ses coordonnées sont lots $36^{\circ} 24' N$ long et $6^{\circ} 39' E$, la profondeur étant 10km.

III -12. Les barrages et les risques sismiques

Les accidents liés à des séismes sont rares , les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblais .Lors d'un récent séisme l'ouvrage a été soumis à une sollicitation sismique très élevée, il n'est pas impossible que la rupture du barrage ait été évitée grâce à un niveau bas de la retenue, des accidents plus graves avec rupture complète se sont produit sur les remblais , On peut noter que certaines secousses sismiques peuvent être imputées à la présence des barrages eux même (plus exactement au poids de l'eau contenu dans le réservoir) . Cet effet n'a été constaté pour des aménagements de très grandes capacités et de grande hauteur, de plus la retenue semble agir comme libérateur de contrainte préexistence, Pour le niveau de risque sismique les résultats des nouvelles méthodes d'analyse ne diffèrent pas fondamentalement de ceux trouvés avec la méthode plus classique (calcul pseudo – statique).

L'étude des barrages comprendra essentiellement:

- Une description des études de stabilité à réaliser selon le type d'ouvrage.
- La classification des barrages en fonction de :
 - 1- la sismicité de site.
 - 2- Du risque potentiel à l'aval (représenté par la hauteur du barrage et le volume de la retenue).
 - 3- sa sensibilité propre (type de l'ouvrage, âge, comportement...).

III -13. Généralités sur les barrages poids classique en (B.C.R)

Les barrages en béton compacté aux rouleaux (B.C.R) présentent un fruit amont nul ou très faible (parement amont vertical) et un fruit aval de l'ordre de 0.80 (pente 80%)

L'ouvrage massif résiste à la poussée de l'eau et au sous pression par son poids propre, leur calcul de conception reste simple par rapport aux barrages voûte et à contreforts, leur construction ne fait pas appel à des techniques sophistiquées, les coffrages sont réduits et le volume du béton est plus important.

III -13-1. Fondation

Les barrages classiques en béton compacté au rouleau (B.C.R) doivent être construits sur un rocher sain, l'exigence de qualité du rocher s'impose pour les grands barrages (les contraintes maximales sont en première approche proportionnelles à la hauteur du barrage).

Pour une fondation de bonne qualité il faut que :

- 1-.** La structure de l'ouvrage ne peut guère s'accommoder de mouvements différentiels
- 2-.** Le diagramme des contraintes transmises à la fondation est radialement différent entre la situation où le barrage est plein et celle où il est vide, et cette situation peut induire des phénomènes de fatigue d'un rocher médiocre au fil des vidanges et remplissages.
- 3-*** Les gradients hydrauliques en fondations sont élevés et pourraient conduire à des phénomènes d'érosion interne en cas de rocher de qualité médiocre.

III -13-2. Traitement de la fondation

- 1-.** Si le barrage est équipé d'une galerie, les injections sont faites en forages depuis cette galerie, les dimensions de la galerie et de ses accès doivent donc permettre le passage

des machines de forages, les dimensions minimales de la galerie et de (20) mètres de largeur et (2.5) mètres de hauteur.

2-. Si le barrage n'est pas équipé de galerie, les forages d'injections sont réalisés depuis le pied amont (cas des petits barrages), pour les barrages d'une certaine importance ou pour des fondations médiocres le voile d'injection est encagé entre deux lignes d'injections peut profondes réalisées à l'ouverture des fouilles, la zone du voile d'injection reste toujours comprimée pour toute les combinaisons de charge.

Dans les premiers mètres de profondeur, la pression d'injection doit être limitée (ne dépasse pas 0.5 MPa) afin d'éviter de claquer le rocher et de soulever le barrage.

L'adaptation de coulis plus pénétrant permet d'obtenir un traitement aussi efficace tout en limitant la pression d'injection.

III -14. Drainage

La stabilité des barrages poids classiques est fortement liée aux sous pressions régnant sous l'ouvrage, pour être réellement efficace, le drainage de la fondation est recommandé et doit être fait relativement en amont.

Le coût de réalisation d'une galerie péricentrale et de ses branches d'accès et les contraintes de chantier qui en découlent conduisent souvent pour des petits barrages à préférer l'augmentation des fruits global du barrage de plus en vallée étroite.

L'accès de galerie est parfois délicat à partir du pied aval, et il convient également de vérifier que la galerie n'est pas noyée en cas de crue.

La galerie représente une importante contrainte de chantier pour la technique de béton compacté au rouleau (B.C.R) pour les barrages non équipés de galerie. Le drainage constitué d'une ligne de forage implanté près du pied aval et incliné vers l'amont, cette solution permet d'améliorer la situation des sous pressions sous le coin aval du barrage. Cette technique à un intérêt significatif lorsque la largeur de la base inférieure du barrage est de (10 à 12) mètres et hauteur est de (12 à 15) mètres. Les forages de drainage restent accessibles pour leur nettoyage, le risque de colmatage des drains des fondations et systématiquement à prendre en compte ainsi que le risque d'obturation. Donc les drains doivent être d'accès aisé afin de pouvoir être nettoyés et aux besoins réalisés.

Le béton du barrage poids dans sa masse dispose d'une résistance significative à la traction.

III -15. Analyse de la stabilité

La grande majorité des ruptures des barrages poids recensées dans le monde s'est produite lors des crues, tout dépassement de niveau de la crue de projet entraîne une diminution de la stabilité de l'ouvrage qui proportionnellement, lorsque le barrage est de faible hauteur, sur une hauteur de un (01) mètre entraîne une poussée accrue de 21% et un

moment de renversement accru de 33%. L'évaluation de la crue de projet devra être faite avec une grande rigueur, et on tiendra compte de l'imprécision ou des incertitudes sur l'hydrologie en examinant les conséquences d'un dépassement significatif de la crue du projet qu'on aura retenu.

III -15-1. Les actions

Les actions à prendre en compte dans les calculs sont :

III -15-1-1. Les actions permanentes

1- Le poids : la densité d'un béton compacté au rouleau (B.C.R) est variable selon la granulométrie des agrégats, et le dosage en liant, la densité d'un (B.C.R) pauvre enfin peut descendre à 2.3.

2- Poussée des sédiments déposés au pied amont : les sédiments exercent une poussée qui est à priori légèrement inclinée sur l'horizontal.

Le coefficient de la poussée calculée par la formule de Jacky est :

$$K_o = 1 - \sin \varphi \quad (III, 1)$$

φ : angle de frottement interne des sédiments

Il convient de faire le calcul en contrainte effective, car la poussée de l'eau est par ailleurs considérée sur toute la hauteur du barrage.

III -15-1-2. Les actions variables

1- poussée de l'eau et des matières en suspension : cette poussée est exercée perpendiculairement à la surface du parement amont, la densité de l'eau chargée de sédiments peut atteindre de 1.05 kg/m³ à 1.10 kg/m³, le niveau de l'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue du projet. Lors d'une crue sur un plot déversant en forme de saut de ski, l'eau exerce dans le creux du saut de ski une force centrifuge pouvant être prise en compte.

2- Sous pression sous la fondation : le calcul est en général à faire pour la crue du projet en l'absence de drainage .On considère un diagramme trapézoïdal avec la sous-pression (U_m) du plan d'eau au pied amont et une sous-pression (U_v) égale au niveau

d'eau au pied aval, en l'absence de drainage le diagramme des sous-pressions peut-être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal.

En cas de drainage, il est recommandé de considérer que le drainage, est efficace à 5 % ce qui implique que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage.

$$U_A - U_B = (U_A - U_C) / 2 \quad (III,2)$$

Si le voile d'injection a été réalisé près du pied amont et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers (1/3) la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec le plein sous pression coté amont).

$$U_A - U_B = (U_A - U_C) / 3 \quad (III,3)$$

III -15-1- 3. Les actions accidentelles (les séismes)

Pour les petits barrages , la dimension de l'ouvrage ne justifie par un calcul dynamique , et l'action d'un séisme prise en compte par la méthode ((pseudo statique)) qui revient à modifier les vecteurs des forces de pesanteur pour le calcul du poids propre de l'ouvrage , le vecteur (g) à une composante horizontal d'intensité (αg) .

La contrainte de la poussée de l'eau à la profondeur " Z " est augmentée d'une valeur ΔP dont Westergaard propose l'expression suivante :

$$\Delta p = 0.875 \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \text{ en Kpa} \quad (III, 4)$$

α : est une constante

Z : profondeur de l'eau

H : hauteur du barrage en mètre (m)

γ_w : densité de l'eau en KN/m^3 .

Dans le cas d'un barrage déversant, la poussée totale de l'eau augmente

$$\Delta P = 0.58 \alpha H^2 \text{ (pour un mètre de longueur du barrage)} \quad (III, 5)$$

III -16- Combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul résultent des combinaisons d'actions les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé, on distingue trois types de combinaisons.

- 1- Combinaison fréquente ou quasi-permanente : la combinaison du poids propre, la poussée des sédiments déposés, poussée de l'eau à la retenue normal (RN), la sous pression sous la fondation.
- 2- Combinaison rare : Il s'agit de la combinaison d'actions lors de la crue du projet correspondant aux plus hautes eaux (P H E) on prend en compte le poids propre de la poussée des sédiments déposés, la poussée de l'eau chargée sous pression sous la fondation
- 3- Combinaison accidentelle : elle résulte des séismes survenant lorsque la retenue est à son niveau normal (R N).

III -17 Calcul de la stabilité

1- Stabilité au glissement

Les composantes N et T étant les composantes normales et tangentiellles de la résultante des actions sur la fondation.

le critère couramment retenu est :

$$N \tan \varphi / T \geq F \quad (III, 6)$$

La cohésion du barrage est négligeable

L'angle de frottement $\varphi = 45^\circ$ entre le barrage et sa fondation pour un rocher sain.

$\varphi = 25^\circ$ pour les fondations marneuses.

Le coefficient de sécurité " F " doit être supérieur ou égale à 1.5 pour les combinaisons fréquentes ou rares et à 1.3 pour les combinaisons accidentelles (Séismes).

➤ Contrainte normale

Plutôt qu'une stabilité au renversement (qui serait précédée par une rupture locale par compression du pied aval de l'ouvrage). Il s'agit de vérifier que le diagramme de contrainte à la base de la fondation reste dans le domaine admissible tant en traction en pied amont qu'en compression en pied aval.

2 – Stabilité interne

Le long d'un plan horizontal situé à une profondeur "Z" sous le niveau de la retenue Maurice Levy à proposé un critère pour lequel la contrainte normale σ_v à l'amont calculée, hors sous pression reste toujours supérieure à la pression de l'eau au même niveau.

$$\sigma_v > \gamma_w . Z \quad (III, 7)$$

σ_v : contrainte verticale

Ce critère paraît très sévère, et la qualité du béton permet de réduire cette exigence.

Le critère habituellement retenu est donc :

$$\sigma_v = 0.75 \gamma_w . Z \quad (III, 8)$$

Le critère de Maurice Levy satisfait à 75 %, ce critère est à vérifier pour les combinaisons d'actions rares, on peut vérifier la stabilité interne au glissement.

Lorsque le problème se pose pour la résistance entre couches (cas du B.C.R)

III -18. Pré dimensionnement d'un barrage poids en B.C.R

Les critères de stabilité décrits ci-dessus satisfont dans les cas suivants :

- Barrage poids sans galerie et avec un fruit global (amont + aval) de l'ordre de 0.85 sous réserve de pouvoir considérer que le diagramme de la sous pression ne s'éloigne pas trop du trapèze.
- Barrage poids avec galerie et drainage de fondation avec un fruit global (Amont+aval) de l'ordre 0.75, ces valeurs sont augmentées dans trois cas
 - 1- Barrage déversant avec une forte lame d'eau. Pour la crue de projet.
 - 2- Barrage construit dans une zone à sismicité moyenne à forte.
 - 3- Fort niveau aval.

CHAPITRE : IV

Modélisation

des barrages poids en(B.C.R)

IV-1. Introduction

L'action sismique concerne l'ouvrage dans sa globalité, sans distinction entre les différentes parties des structures qui peuvent le composer.

Plusieurs raisons incitent à cette démarche de modélisation :

- Tout d'abord, cela force le calculateur à établir clairement et à estimer les interrelations sous-jacentes.
- Ensuite la confiance aveugle dans l'intuition, surtout dans le domaine de la dynamique, peut amener à une mauvaise appréciation du vrai comportement de la structure sous l'action sismique.
- De plus les interactions avec le sol, avec le voisinage, avec les éléments non structuraux, sont des relations ((marginales)) qui ne sont que quelques éléments d'un modèle global, mais qui doivent être testés et validés, afin d'apprécier leur véritable incidence, ce qui n'est pas dans la démarche intuitive.

Enfin, il est nécessaire de fournir en même temps que la modélisation une évaluation de la confiance que le calculateur peut lui accorder, c'est à dire la précision que l'on peut en attendre. La encore, l'utilisation des méthodes purement intuitives exclut toute mesure quantitative de la fiabilité de modélisation. La détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, est donc une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Si le calcul des masses et de leur position peut-être effectué avec une bonne précision, par contre celui des raideurs est souvent très approximatif.

Quel que soit le type de structure, il faut tenir compte de l'imprécision souvent très importante des caractéristiques dynamique du sol.

Compte tenu de toute ces imprécisions, il est inutile de détailler excessivement un modèle dans le seul but de restituer la raideur de la structure, mais il faut prévoir un nombre suffisant de masse concentrées, ce qui, dans la plupart des cas, limite les possibilités de simplification du modèle. Des règles simples déduites des considérations sur la forme des modes excités par un séisme d'une direction donnée permettent le choix du nombre minimal de masses. On peut être ainsi conduit à établir des modèles différents selon la direction du séisme étudié.

Dans cette situation, on doit chercher à rendre autant que possible explicites modifiables et validables les connaissances mises en jeu dans l'établissement du modèle et dans l'interprétation des résultats.

Les paramètres à prendre en compte dans les calculs sont établis un ensemble cohérent d'hypothèses important de ne pas perdre de vue que la précision des résultats est plus ou

moins entachée d'incertitude du fait des hypothèses auxquelles les méthodes de calcul doivent faire appel.

Il est utile de rappeler que le comportement élastique (loi de Hooke) repose sur trois hypothèses : élasticité, linéarité et isotropie du comportement

- L'hypothèse d'élasticité revient à supposer les déformations réversibles ; il ne subsiste donc aucune déformation permanente ou résiduelle quand on annule le chargement appliqué

- L'hypothèse de linéarité s'applique à la relation entre les contraintes et les déformations

- L'isotropie du comportement implique que, si l'on fait tourner les axes principaux de la sollicitation par rapport au matériau, sa réponse – à la rotation près – reste identique.

On sait que ces trois hypothèses ne sont guère réalistes dans le cas du sol ou de béton armé, pour apprécier le réalisme des résultats de calcul on doit prendre en compte la variation de l'action sismique, des caractéristiques du sol (module dynamique, densité etc....) et de la rigidité de la structure (module instantané, inertie, fissuration des section en béton armé etc....), il n'est pas exclu d'avoir à faire plusieurs calculs avec différentes valeurs des mêmes paramètres : module dynamique du sol, module instantané du béton, rigidité, etc....

Il faut donc que la modélisation soit faite non seulement en fonction des hypothèses de calcul et de la nature de l'ouvrage, mais aussi et surtout en fonction des résultats recherchés.

On effectue un bilan de différentes méthodes classiquement mises en œuvre dans le cadre d'une analyse au séisme des barrages poids.

1- Détermination de l'aléa sismique

Deux niveaux de séisme à prendre en compte dans le projet.

MCE (maximum credible earthquake) correspondant au séisme maximal qui peut-être envisagé sur un site.

DBE (design basis earthquake) niveau de séisme pour lequel on souhaite protéger l'ouvrage de manière à ce que son utilisation ne soit pas compromise, donc correspond à des séismes dont la période de retour correspond approximativement à la durée de vie de l'ouvrage.

Le séisme de référence défini par les paramètres macrosismique suivant :

2- Intensité épiscoptrale : (profondeur focale ; distance épiscoptrale ; sismicité induite sur le site.

A partir de ces données différentes corrélations, permettant de définir les paramètres nécessaires au calcul mécanique : (magnitude ; spectre de réponse ; accélérogramme correspondant aux spectres de réponses).

IV-2. Modélisation des ouvrages

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant l'ouvrage. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV-2-1. Mode de vibration (oscillation des ouvrages – spectre de réponse)

Lorsqu'on écarte un système, tel qu'un oscillateur simple constitué d'une masse (M) fixée d'une position d'équilibre, compte tenu des liaisons et des déformations qui lui sont imposées, il y a apparition des forces de rappel qui tendent à le ramener à sa position de repos.

Sous l'action du séisme l'oscillateur est soumis à sa base à un mouvement du sol $D(t)$ variable avec le temps, le mouvement est défini par déplacement de centre de gravité de la masse au temps (t) . Donc le système dépend d'un seul degré de liberté : le déplacement relatif $d(t)$ de la masse par rapport au sol.

La réponse sismique d'un ouvrage est exprimée par la prise en compte de l'équilibre dynamique des forces s'exerçant sur l'ouvrage pendant la durée du séisme, et déterminée lorsque la masse occupe la déformée définis par $d(t)$ est soumise aux forces horizontales suivantes :

1- Force de rappel élastique exercée par le support de raideur K , qui est proportionnelle au déplacement relatif $d(t)$

$$F = - k d(t) \quad (IV, 1)$$

2-Force de freinage proportionnelle à l'amortissement c et à la vitesse relative $v(t)$; autrement dit, à déplacement nul, l'amortissement est nul aussi.

$$F = - c v(t) \quad (IV, 2)$$

3- Force d'inertie développée par la masse M dans le sens contraire à l'accélération $\ddot{u}(t)$ de l'action sismique ; les forces d'inertie caractérisent la résistance qu'opposent les masses à leur mise en mouvement ou à leur freinage ; elles sont donc opposées aux forces élastiques.

$$F = - m \ddot{u}(t) = m [\ddot{u}_1(t) + \ddot{u}_2(t)] \quad (IV, 3)$$

Avec : $\ddot{u}_1(t)$: accélération du sol.

$\ddot{u}_2(t)$: accélération de la masse m par rapport au sol.

Les déplacements de la masse (m) sont mesurées soit dans un repère relatif lie a sa base [déplacement $d(t)$] soit dans un repère absolu [déplacement $D(t)$], donc les déplacements sont liés par la formule

$$\Delta(t) = D(t) + d(t) \quad (IV, 4)$$

L'équilibre des forces sont : $F_1 + F_2 = - F(t) \quad (IV, 5)$

L'équation du mouvement : $m\ddot{u}(t) + c v(t) + kd(t) = 0 \quad (IV, 6)$

$$m [\ddot{u}(t) + \ddot{u}_2(t)] + c v(t) + kd(t) = 0 \quad (IV, 7)$$

Soit encore :

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{v}(t) + kd(t) = -m \ddot{u}(t) \quad (IV, 8)$$

La masse m est soumise à une force fictive(m a (t)) proportionnelle à l'accélération a (t) de point d'appuis.

Avec des notations des grandeurs dynamiques dans le tableau (IV,1) et en tenant compte de la définition de l'amortissement ξ qui est le rapport de l'amortissement réel "c" à l'amortissement critique "c₀"

$$\xi = \frac{c}{c_0} = \frac{c}{2m\omega} = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (IV, 9)$$

Tableau N° (IV, 1) : Equivalence des grandeurs dynamiques

	K	T	f	ω
Période en (s)	$2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$		$\frac{1}{T}$	$\frac{2\pi}{\omega}$
Fréquence en hertz	$\frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}}$	$\frac{1}{T}$		$\frac{\omega}{2\pi}$
Pulsation en rad/s	$\sqrt{\frac{k}{m}}$	$\frac{2\pi}{T}$	$2\pi f$	

L'équation peut s'écrire sous la forme :

$$\ddot{u}(t) + 2\omega \xi \dot{v}(t) + \omega^2 d(t) = -\ddot{u}(t) \quad (IV, 10)$$

La solution est donnée par l'intégrale de Duhamel. On obtient le déplacement relatif

$$d(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^1 \ddot{u}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (IV, 11)$$

$$\text{Avec : } \omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2} \quad (IV, 12)$$

τ : variable d'intégration.

On constate que le déplacement dépend de : la pulsation ω , du coefficient d'amortissement ξ et de l'accélération γ du sol.

Le déplacement relatif est :

$$d(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^1 \ddot{u}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(t-\tau) d\tau \quad (IV, 13)$$

La vitesse relative

$$V(t) = \int_0^1 \ddot{u}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos(t-\tau) d\tau \quad (IV, 14)$$

Le pseudo accélération

$$\ddot{u}(t) = \int_0^1 \ddot{u}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(t-\tau) d\tau \quad (IV, 15)$$

Stratégies pour l'absorption de l'énergie sismique par l'ouvrage :

1- Actions :

$$F_i = m\ddot{u} \quad (IV, 16)$$

2- Réactions :

$$F_i = -kd - C V$$

Notation

(IV, 17)

Kd : Optimiser les forces de rappel

(K : coefficient de raideur, x : déplacement à l'instant considérée)

Cv : Optimiser les forces dissipées.

(c : coefficient d'amortissement du système, $\dot{x}$: vitesse à l'instant considéré)

Equation amortie du mouvement oscillatoire :

$F(\text{inerties}) + F(\text{rappel}) + F(\text{amortissement}) = 0$

$$m\ddot{u} + Kd + cv = 0 \quad (IV, 18)$$

m : masse,

$\ddot{u}$: Pseudo accélération;

K : raideur; d : déplacement (déformé); C : amortissement; v : vitesse.

$$P(t) - m[\ddot{u}(t)] = 0 \quad (IV, 19)$$

$P(t)$: ensemble des forces (forces extérieures, force de liaison élastique, force de frottement, forces hydrostatiques, ...) agissant sur M

IV-2-2. Mode d'oscillation (oscillation simple et oscillation multiple)

Le mouvement d'oscillation d'une structure qui comporte plusieurs masses étant complexe pour l'analyse, on le décompose en plusieurs modes d'oscillations

1- Mode fondamental : Les différentes masses oscillent en phases

2- Mode supérieur : Les diverses masses qui oscillent sont plus ou moins déphasés.

La réponse de l'ouvrage à un séisme dépend donc de ses modes propres d'oscillation, or ces modes propres de vibration ne dépendent pas du séisme

Exemple de mode d'oscillation en translation :

1^{er} mode toute la structure se déplace en même temps dans la même direction.

Mode supérieures (l'ouvrage ne se déplace pas dans la même direction).

IV -3. Analyse modale spectrale, généralité

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur la structure, elle se caractérise par ;

- 1- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse
- 2- Comportement supposé élastique de l'ouvrage.

L'analyse modale est basée sur les observations suivantes ;

- 3- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage d'une certaine fréquence dite fréquence de résonance
- 4- Le comportement de la structure pour ces structures particulières est appelé mode de vibration
- 5- Le comportement global peut être considéré comme la somme de contributions des différents modes.

IV -3-1. Résolution à l'aide d'un spectre de réponse

En général, on utilise une méthode plus rapide visant l'estimation de la sollicitation maximum avec les limites de fiabilité.

D_{max} : déplacement maximum

a_{max} : accélération maximum

IV -3-2. Détermination du spectre de réponse

A partir de l'enregistrement (accélérogramme) d'un séisme, on peut calculer systématiquement pour tous les oscillateurs simples possibles, les valeurs maximales en terme de déplacement $|d(t)|_{max}$ et de tracer les graphiques dits spectre de réponse des déplacements, et de même on peut tracer les réponses maximales de vitesse $|V(t)|_{max}$ et d'accélération $|\ddot{u}(t)|_{max}$

Le spectre de réponse du déplacement

$$|\ddot{u}(t)|_{max} / \omega = S_v \quad (IV, 20)$$

$$S_d = |d(t)|_{max} = \frac{S_v}{\omega} = D_{max} \quad (IV, 21)$$

Le spectre de réponse de la vitesse

$$S_v = |V(t)|_{max} = \omega S_d \quad (IV, 22)$$

Le spectre de réponse de l'accélération

$$S_{\ddot{u}} = |\ddot{u}(t)|_{max} = -\omega^2 d(t) = \omega S_v \quad (IV, 23)$$

Ou encore :

$$\ddot{u}_{max} = \omega S_v = \omega^2 D_{max} \quad (IV, 24)$$

On présente le spectre de déplacement et le spectre pseudo accélération, lorsqu'on utilise les coordonnées logarithmiques

En effet à chaque instant du mouvement, d'après la formule $F_1 = -k d(t)$, on a :

$$F_{max} = k D_{max} \quad (IV, 25)$$

Et suivant le tableau on a la formule :

$$\omega^2 = \frac{K}{m} \quad (IV, 26)$$

d'où l'on obtient

$$F_{max} = m \omega^2 D_{max} \quad (IV, 27)$$

Tout se passe comme si la masse se trouvait soumise à une accélération maximale

$$u_{max}'' = \omega^2 D_{max} \quad (IV, 28)$$

Par ailleurs d'après la formule

$$\ddot{u} = \omega^2 d \quad (IV, 29)$$

$$(\text{Pseudo vitesse}): \omega D_{max} = \dot{u}_{max} / \omega \quad (IV, 30)$$

En mettant l'expression

$$u_{max}'' = \omega S_v = \omega^2 D_{max} \quad (IV, 31)$$

Sous une forme logarithmique on obtient

$$\text{Log } V = \text{Log } \omega + \text{Log } D_{max} = \text{Log } u_{max}'' - \text{Log } \omega \quad (IV, 32)$$

$$\text{et avec : } T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (IV, 33)$$

$$\{\text{Log } \dot{u}_{max} = \text{Log } V - \text{Log } \frac{T}{2\pi} \quad (IV, 34)$$

$$\{\text{Log } D_{max} = \text{Log } V + \text{Log } \frac{T}{2\pi} \quad (IV, 35)$$

Le spectre de réponse peut être représenté dans un repère orthogonal, et dans ce cas on peut établir un spectre pour chaque paramètre du mouvement (déplacement, vitesse, accélération) dans un repère quadrilogarithmique, et dans un seul spectre on peut donner tous les paramètres du mouvement.

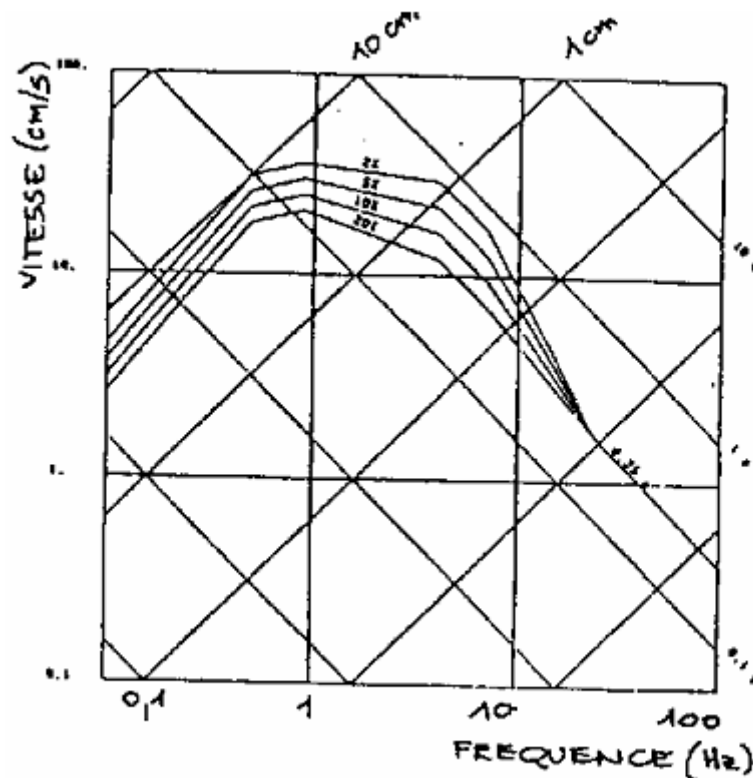


Fig (IV, 1) : spectre quadrilogarithmique [40]

IV -3-3. Analyse spectrale

Le spectre de réponse des ouvrages est un outil pour estimer la réponse d'un ouvrage au séisme, en générale il s'agit de réponse en accélération, mais il existe des spectres en déplacement et en vitesses. Le spectre de réponse est une courbe sur laquelle on lit les valeurs maximales de l'amplification du mouvement du sol

- 1-Le spectre caractérise le type du sol.
- 2-Il est évalué pour le pic du mouvement sismique.
- 3-Il est établi pour un amortissement relatif donné.
- 4-De point de vue de calcul, les valeurs sont données par un cas d'oscillateur simple et sont extrapolées pour l'oscillateur multiple.

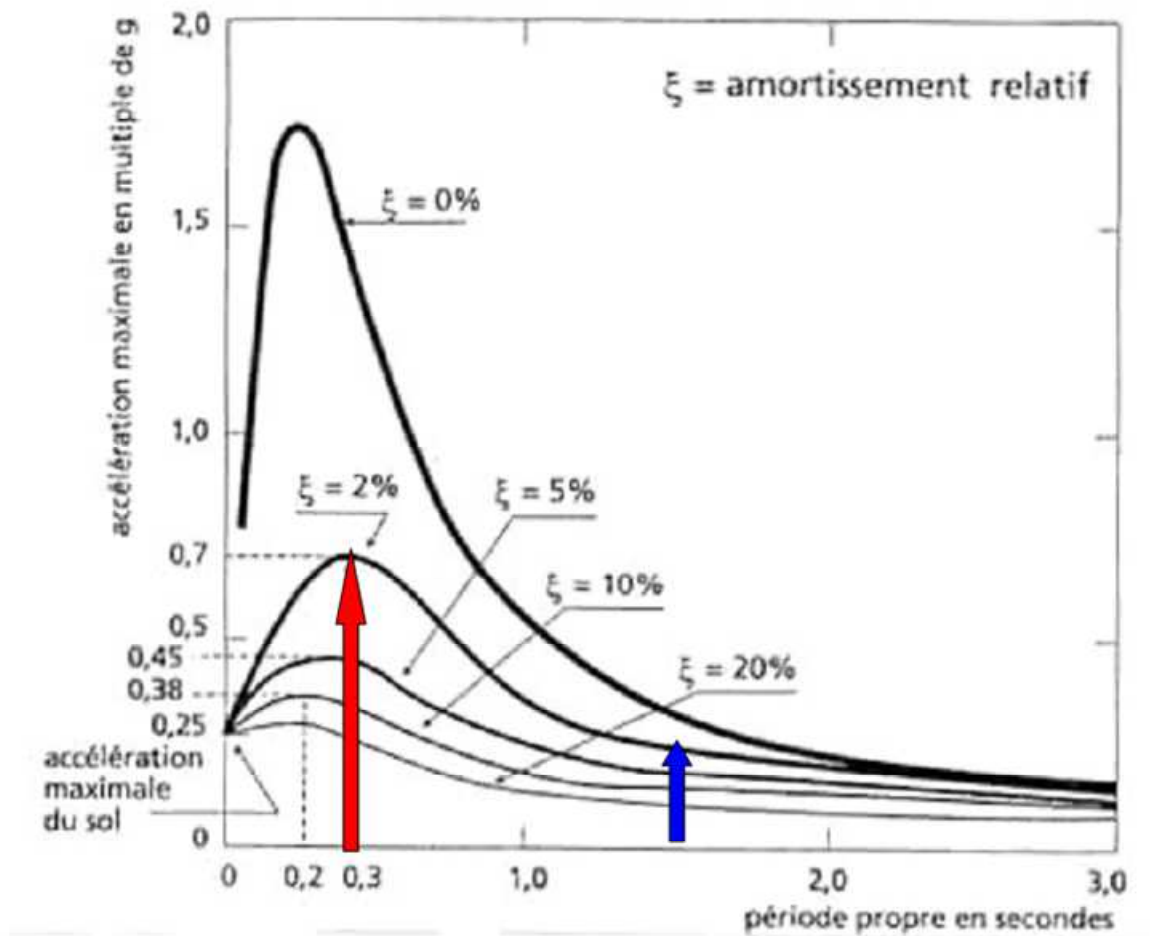


Fig (IV, 2) : Réponse spectrale (sol dur) [40]

L'ouvrage à ($t = 0,3$ s) amplifie les secousses

L'ouvrage à ($t = 1,5$ s) les atténues

Les ouvrages sont repérés sur le spectre de réponse par leur période propre et leur amortissement relatif et on distingue :

- 1- Spectre de réponse donnée pour un séisme donnée
- 2- Spectre de réponse élastique standard pour un site.
- 3- Spectre de réponse élastique standard réglementaire.
- 4- Spectre de dimensionnement (élasto-plastique)

Les spectres sont obtenus par le calcul de la réponse maximale d'un ensemble d'oscillateurs simples amortis (masse + ressort + amortisseur visqueux) excités à leur base par un accélérogramme, et pour un site et un séisme donnés on note sur l'accélérogramme le pic du mouvement sismique, sur ce pic que le spectre de réponse sera calé. Cette valeur considérée comme la valeur ($T = 0$) c'est-à-dire absence totale de déformation.

Les spectres de réponses ne prennent pas en compte

- 1-La durée de secousse.

2-Les fluctuations des oscillations du sol.

3-L'interaction sol structure fluide et sol structure.

Spectre de réponse élastique réglementaire

On utilise ce type de spectre pour les constructions qui doivent rester dans le domaine élastique (pas de déformation plastique admise).

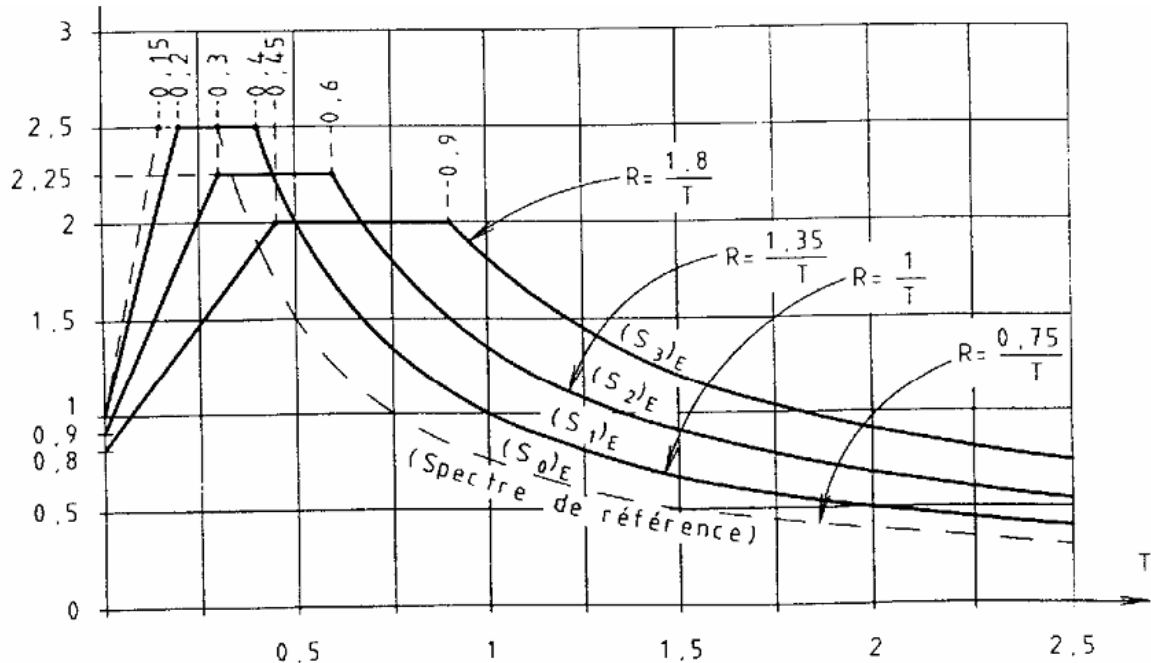


Fig (IV, 3) : spectre des composantes horizontales [40]

Le mouvement de surface (en un champ libre) à prendre en compte en un site donné est conditionné :

1-Par les propriétés géotechniques des formations géologiques du site.

2-Par la topographie de site au moyen du coefficients " τ ".

" τ " : coefficient topographique

Analyse du comportement du barrage en (BCR) par la méthode des éléments finis

L'étude dynamique est une extension du calcul statique dans l'équation d'équilibre des forces dynamiques, provoquées par le mouvement du barrage, et pour la définition du modèle on a deux étapes:

Analyse statique des contraintes verticales et horizontales

La comparaison des contraintes statiques et dynamiques verticales à l'amont dans les cas barrage, barrage fondation

Les contraintes sont différentes par l'influence de la rigidité de la fondation parce que le calcul de la vérification considère la géométrie de la partie oblique du mur comme un trapèze, et donne des résultats satisfaisants dans le cadre d'un calcul classique.

Analyse des déplacements horizontaux et verticaux

On constate que les déplacements horizontaux avec la roche sont plus importants, cette comparaison montre l'effet très important de la présence de la roche dans le calcul des déplacements.

Analyse des contraintes verticales

Les contraintes en présence de la galerie d'une grande profondeur, sont pratiquement similaires à celles de cas de Barrage fondation.

Analyse dynamique

Le calcul dynamique du barrage est synonyme d'analyse du comportement sismique, car c'est le seul effet dynamique qu'il peut-être amené à supporter parmi les cas de charge, les forces d'origines sismiques, mais on les introduit sous forme de charges statiques équivalentes obtenues par multiplication de la masse de l'ouvrage par le (coefficient sismique) ou l'accélération.

Simulation dynamique

Théoriquement, l'effet global d'un tremblement de terre sur un barrage ne peut être évalué que par un analyse dynamique et il est recommandé d'effectuer un tel calcul pour tout grand barrage situé dans une zone à grande sismicité, les données sismiques nécessaires aux calculs sont les mouvements du sol, la durée, les spectres de fréquence et d'amplitude déterminés.

Pour la simulation dynamique, on utilise les mêmes paramètres que pour les problèmes élastiques linéaires sans prendre en compte l'amortissement.

Les paramètres d'intégration de Newmark ($\alpha = 0.4$; $\beta = 0.6$) et les pas de temps (Δt) utilisées sont:

(a) $\Delta t = 0.002$ pour le calcul des barrages rigides

(b) $\Delta t = 0.005$ pour le calcul des barrages roches

Δt critique :est une fonction de la période fondamentale

IV -3-4. Amortissement

La réponse des structures soumises aux forces sismique variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de l'ouvrage ; des assemblages des différents éléments de la structure et des liaisons avec le milieu environnant.

De point de vue pratique l'amortissement d'un ouvrage en oscillation, à réduire l'aptitude par dissipation d'énergie sous forme de chaleur.

Il est exprimé par le coefficient d'amortissement relatif " ξ " qui est un des paramètres de calcul de comportement dynamique exprimé en pourcentage de l'amortissement critique sa valeur dans notre projet est de 5%

L'amortissement est le travail, qui est un transfert d'énergie défini par le produit d'une force par une longueur qui peut-être représenté sur les schémas ci-dessous par les surfaces grisés

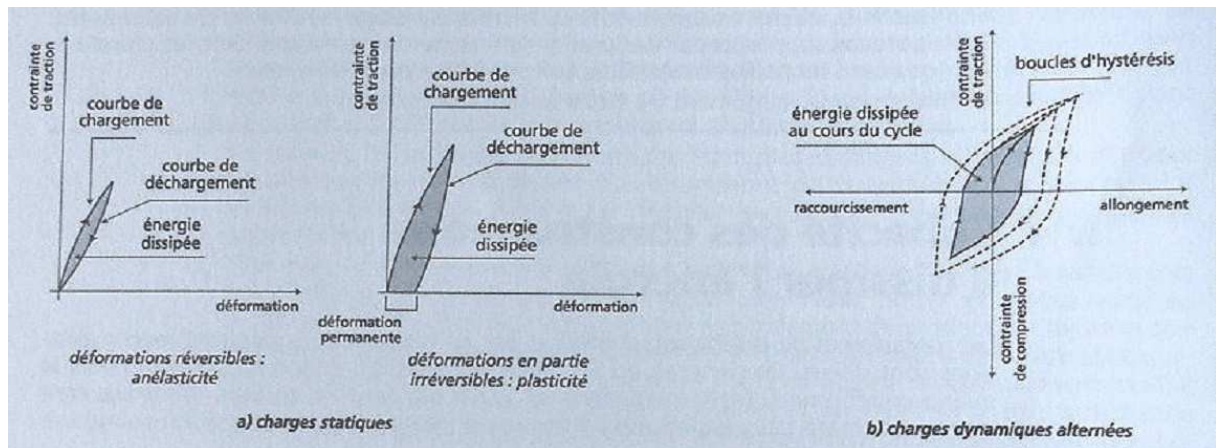


Fig (IV, 4) : Amortissement interne [40]

L'amortissement nécessite des déformations, il est proportionnel à la vitesse de déformation.

Deux types d'amortissements:

1- **Amortissement critique** : strictement suffisant à un oscillateur déporté de sa position pour qu'il revienne au repos sans effectuer d'oscillation (100 % de l'énergie est dissipée par un cycle).

2- **Amortissement relatif (ξ)** : inélastique exprimé en % de l'amortissement critique, il caractérise le système.

IV-4. Accélérogramme utilisé dans cette étude est

Celui d'El Haria, dans la région de Constantine, de magnitude 6.00 (MKS) qui s'est produit le :

27/10/1985 à 19h34' 59"

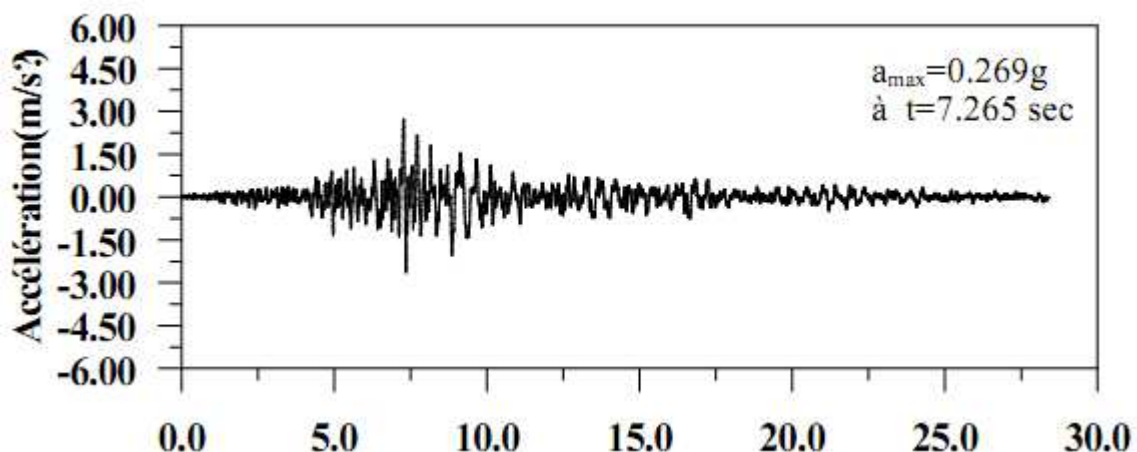


Fig (IV, 5) : Accélérogramme El Haria région Constantine [40]

IV-5. Intensité et Magnitude

Les données précédentes nous permettent d'estimer l'intensité maximale probable à l'épicentre, $I_{\max} = (IX \text{ et } X)$ sur l'échelle internationale, elle correspond au séisme du 21 et 22 Août 1856 situé à ($37^{\circ} 1N$ et $5^{\circ} 7E$),

La région de Jijel prise comme un séisme de référence, qui se trouve dans le domaine des intensités IX et X de magnitude comprise entre $7.3 > 6.9$ selon l'échelle (MKS).

Pour l'estimation de la magnitude correspondante, on utilise l'expression reliant la magnitude et l'intensité.

$$I_o = M_{\max} \text{ de IX et X} \quad (IV, 36)$$

$$I_o > 7.1 \rightarrow M = 0.56 I_o + 2.9. \quad (IV,37)$$

Donc

$$M = 6.0$$

Les coordonnées du site ($37^{\circ} ,1N$ et $5^{\circ} ,7 E$). La distance du site à la source de l'événement de rayon = 14.9 km, le séisme étant supposé superficiel, le calcul des paramètres du sol sera effectué pour les distances ($R = 15 \text{ km}$, $R = 5 \text{ km}$ et $R = 0 \text{ km}$).

IV-6. Paramètre du mouvement du sol

Les paramètres magnitude (M) et la distance du site à la source de l'événement sont des variables indépendantes, et la relation d'atténuation du mouvement de sol est une fonction de la distance et se représente sous la formes de :

$$Y = b_1 R^{b_3} e^{b_2, M} \quad (IV, 38)$$

Les paramètres (accélérations a, vitesse v, déplacement d) du mouvement du sol, M : magnitude, R : la distance à la source, b_1 , b_2 , b_3 sont des coefficients d'atténuations, sont supposés constants, mais dépendants de la nature du sol.

IV -7. Méthode de calcul pour l'analyse du comportement au séisme du barrage poids en B.C.R

1- Effort exercé au cours d'un séisme

L'énergie de déformation générée par la vibration des contraintes mécaniques le long des zones de failles, se transforme en onde de vibration de compression, et de cisaillement des ondes de surfaces.

2- Les sollicitations mécaniques sont

- a)- Les forces d'inerties dues à l'accélération de la structure.
- b)- Les forces hydrodynamiques dues à la mise en vibration de la retenue qui s'ajoutent aux forces hydrostatiques

IV – 8. Modélisation du Comportement du béton compacté au rouleau

Méthode de calcul utilisée pour la solution de référence

Les données de ce texte sont tirées d'une étude générale mettant en œuvre les fonctionnalités d'ADINA pour traiter les problèmes d'analyse sismique des barrages en béton compacté au rouleau (B.C.R)

Résultats de référence

On teste en m/s^2 , l'accélération maximale suivants les trois directions et le spectre de réponse d'oscillateur correspondant pour un amortissement de 5% au nœud (N) milieu de bords supérieur du barrage.

IV – 8-1. Caractéristique de la modélisation

La modélisation concerne les fluides incompressibles avec masse ajoutée n'existe pas, car dans notre projet, On ne modélise que le barrage et pas la retenue d'eau.

IV – 8-2. Caractéristique de maillage

Le maillage comprend 80 mailles de type PENTA 15 et 696 mailles de types HEXA 20

Donc le barrage est modélisé en deux dimensions.

Tableau N° (IV, 2) : Exemple de modélisation en deux dimensions.

Identification	Référence (m/s^2)	ADINA (m/s^2)	Différence
Accélération en X (t = 1.0 s)	5.85886	5.85886	0
Fréquence en X (f = 9.0 HZ)	17.6053	17.6053	0
Accélération en Y (t = 1.0 s)	2.80757	2.80757	0
Fréquence en Y (f = 9.0 HZ)	9.7625	9.7625	0
Accélération en Z (t = 1.02 s)	-0.77467	-0.77467	0
Fréquence en Z (f = 17.4 HZ)	3.81459	3.81459	0

IV – 9. Méthode des éléments finis

On choisit d'approcher le déplacement par une discrétisation partielle.

Soit $\{\delta q\}^e$ un déplacement virtuel des nœuds, provoque des déplacements à l'intérieur de l'élément Ω^e qui sont :

$$\delta u(x, t) = [N^e(x)] \{\delta q^e(t)\} \quad (IV, 39)$$

Où $[N]$ définit les fonctions de forme pour le déplacement.

X : coordonnées de l'espace.

Le déplacement provoque également les déformations que l'on traduit toujours par une relation qui peut être écrite sous forme matricielle.

$$\delta \varepsilon(x, t) = [B^e(x)] \{\delta q^e(t)\} \quad (IV, 40)$$

Avec :

$$[B^e] = [L] [N^e] \quad (IV, 41)$$

$[L]$: opérateur linéaire approprié

$[N^e]$: fonction de forme pour la déformation.

Le champ de déplacement est estimé à l'intérieur de chaque élément Ω_e d'un maillage, et à chaque instant à partir des valeurs qu'il prend aux nœuds associés à cet élément au même instant son approximation est la suivante :

$$u(x, t) = [N^e(x)] \{q^e(t)\} \quad (IV, 42)$$

La loi de comportement permet d'exprimer le tenseur des contraintes approchées

$$\sigma = A : [B^e] [q^e] \quad (IV, 43)$$

L'expression permet d'établir :

$$\begin{aligned} & \left(\int_{\Omega^e} [N^e]^T \rho [N^e] d\Omega \right) \frac{d^2 \{q^e\}}{dt^2} + \left(\int_{\Omega^e} [N^e]^T \mu [N^e] d\Omega \right) \frac{d \{q^e\}}{dt} + \left(\int_{\Omega^e} [B^e]^T : [B^e] d\Omega \right) \\ & - \left(\int_{\Omega^e} [N^e]^T f_d d\Omega \right) + \left(\int_{\Gamma^e \cap \Gamma_D} [N^e]^T F_d d\Gamma \right) = 0 \end{aligned} \quad (IV, 44)$$

Cette relation ne diffère pas du cas stationnaires que par l'ajout des termes

$$\int_{\Omega^e} [N^e]^T \rho [N^e] d\Omega \quad \text{et} \quad \int_{\Omega^e} [N^e]^T \mu [N^e] d\Omega$$

On définit ainsi les matrices élémentaires S de masse $[M^e]$, d'amortissement $[C^e]$ et de rigidité $[K^e]$ et le vecteur élémentaire $\{F^e\}$ de la manière suivante.

$$\begin{aligned} [M^e] &= \int_{\Omega^e} [N^e]^T \rho [N^e] d\Omega \\ [C^e] &= \int_{\Omega^e} [N^e]^T \mu [N^e] d\Omega \\ [K^e] &= \int_{\Omega^e} [B^e]^T : [B^e] d\Omega \\ \{F^e\} &= \int_{\Omega^e} [N^e]^T f_d d\Omega + \left(\int_{\Gamma^e \cap \Gamma_D} [N^e]^T F_d d\Gamma \right) \end{aligned} \quad (IV, 45)$$

Enfin, l'assemblage des quantités élémentaires s'effectue de la même façon que dans le cas stationnaire, et permet d'obtenir un système différentiel du second ordre par rapport au temps

$$[M] \{\ddot{q}\} + [C] \{\dot{q}\} + [K] \{q\} + \{F\} = 0 \quad (IV, 46)$$

$$\{\dot{q}\} = \frac{d\{q\}}{dt} \quad ; \quad \{\ddot{q}\} = \frac{d^2\{q\}}{dt^2} \quad (IV, 47)$$

Avec :

$$[M] = \sum_{e=1}^m [A^e]^T [M^e] [A^e] \quad (IV, 48)$$

$$[C] = \sum_{e=1}^m [A^e]^T [C^e] [A^e] \quad (IV, 49)$$

$$[K] = \sum_{e=1}^m [A^e]^T [K^e] [A^e] \quad (IV, 50)$$

$$\{F\} = \sum_{e=1}^m [A^e]^T \{F^e\} \quad (IV, 51)$$

$[A^e]$: matrice d'assemblage

m : nombre d'éléments

$[M]$; $[C]$; $[K]$; $\{F\}$: sont les matrices globale de masse, d'amortissement, de rigidité et le vecteur globale des forces.

Remarque

La matrice $[C]$ est difficile à déterminer à cause du manque de connaissance, et on écrira $[C]$ sous forme d'une combinaison linéaire de $[M]$ et $[K]$.

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (IV, 52)$$

α et β : paramètres déterminés expérimentalement.

Formulation du problème aux limites

On considère que le corps élastique occupe un domaine $\Omega \subset \mathbb{R}^3$ soumis à une force volumique F^d et à des résistances linéaires de type visqueux $\mu \dot{u}$.

Où μ : est un facteur traduisant les propriétés des matériaux.

Sur le bord Γ de Ω on considère deux types de conditions aux limites.

- Déplacement imposé sur une partie du bord Γ_D , le déplacement étant

Donné $u_d = 0$.

- Contrainte imposée sur une partie des bords Γ_N ; le vecteur contrainte étant imposé

$$\sigma \cdot n = F_d \quad (IV, 53)$$

On cherche à déterminer le déplacement (u) dû à ce chargement. La détermination du déplacement permet alors d'exprimer les déformations linéaires ε et par suite, la contrainte σ par les biais de la loi de comportement.

Le matériau compris à l'intérieure des frontières peut être soumis à des déformations initiales. Si l'on note par ε_0 , la déformation initiale alors, les contraintes proviennent de la différence entre les déformations réelles et les déformations initiales, le corps peut également être soumis à des contraintes initiales résiduelles σ_0 .

Dans le cas de comportement linéaire élastique, on obtient la relation :

$$\sigma = A (\varepsilon - \varepsilon_0) + \sigma_0 \quad (IV, 54)$$

A : tenseur d'élasticité.

Finalement, la détermination de déplacement u revient à résoudre le système d'équation suivante :

$$\rho \ddot{u} + \mu \dot{u} = \text{div } \sigma + f_d$$

dans $\Omega \rightarrow$ équation de la dynamique.

$$\sigma = A : \varepsilon$$

dans $\Omega \rightarrow$ loi de comportement

$$u = 0$$

sur $\Gamma_D \rightarrow$ condition sur le bord.

$\sigma \cdot n = F_d$ sur les bords $\Gamma_N \rightarrow$ condition sur les bords.
 $u(0) = u_0$; $\dot{u}(0) = \dot{u}_0$ condition initiale.
 Ou ρ : masse volumique.

IV –10. Méthode de résolution de Newmark

On s'intéresse à la résolution de l'équation de la forme :

$$\begin{cases} \ddot{u}(t) = \ddot{u}(t) \\ \dot{u}(t) = f(t, u(t), \dot{u}(t)) \end{cases} \quad (IV, 56)$$

L'inconnu du problème est la fonction :

$$U : t \rightarrow U(t) = \begin{cases} U_1(t) = U(t) \\ U_2(t) = V(t) \end{cases} \quad (IV, 57)$$

Les inconnus du problème sont les composantes (u et v de U), et la fonction donnera après les calculs ($v = \dot{u}$)

On commence par la partie usuelle : l'estimation de $v = \dot{u}$ en fonction ($v' = f$)
 Newmark propose le θ –schémas si $\tilde{v}(t_n) = \tilde{u}_n$ est une estimation de v à l'instant t_n

$$\tilde{v}(t_{n+1}) = \tilde{v}(t_n) + h[(1-\theta)\tilde{v}'(t_n) + \theta\tilde{v}'(t_{n+1})] \rightarrow 0 \leq \theta \leq 1 \quad (IV, 58)$$

Et on verra que $\theta = \frac{1}{2}$ sera un bon choix de la méthode de Newmark

Notons que : $\tilde{f}_n = f(t_n, \tilde{u}_n, \tilde{v}_n)$ ou $\tilde{u}_n$ est une estimation de $u(t_n)$

On a dans le cas :

$$\tilde{v}_{n+1} = \tilde{v}_n + \frac{h}{2} (\tilde{f}_n + \tilde{f}_{n+1}) \quad (IV, 59)$$

Puis on s'intéresse à (u) en fonction de (u' et u'') on appelle que (u'') connu, c'est la donnée (f) du problème. On se sert de deux développements limités au second ordre (l'un à droite en t_n et l'autre à gauche en t_{n+1} et on note : $h = \Delta t$.

$$u(t_{n+1}) = h\dot{u}(t_n) + \frac{h^2}{2} \ddot{u}(t_n) + O(h^3) \quad (V, 60)$$

$$u(t_n) = u(t_{n+1}) - h\dot{u}(t_{n+1}) + \frac{h^2}{2} \ddot{u}(t_{n+1}) + O(h^3) \quad (V, 61)$$

Les deux équations sont transformées avec :

$$\dot{u}(t_{n+1}) = \dot{u}(t_n) + h\ddot{u}(t_n) + O(h^2) \quad (IV, 62)$$

$$u(t_n) = u(t_{n+1}) - h \dot{u}(t_n) - \frac{h^2}{2} \ddot{u}(t_n) + \frac{h^2}{2} \ddot{u}(t_{n+1}) + O(h^3) \quad (IV, 63)$$

On multiplie l'équation par $(1 + \alpha)$ et la seconde par $(-\alpha)$ et on somme :

$$u(t_{n+1}) = u(t_n) + h \dot{u}(t_n) + \frac{h^2}{2} [(1+\alpha) \ddot{u}(t_n) - \alpha \ddot{u}(t_{n+1})] + O(h^3) \quad (IV, 64)$$

On pose : $\beta = \frac{-\alpha}{2}$ et on obtient

$$u(t_{n+1}) = u(t_n) + h \dot{u}(t_n) + h^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta\right) \ddot{u}(t_n) + \beta \ddot{u}(t_{n+1}) \right] + O(h^3) \quad (IV, 65)$$

Puis comme :

$$\ddot{u}(t_n) = f(t, u(t), \dot{u}(t)) \quad (IV, 66)$$

IV- 10 - 1. Newmark et la méthode de Crank-Nicholson et θ - schémas approchés

$\widetilde{u}(t_n) = \widetilde{u}_n$ à l'aide de schémas implicites, posant :

$$\widetilde{f}_n = (tn, \widetilde{u}_n, \widetilde{v}_n) \quad (IV, 67)$$

$$\widetilde{u}_{n+1} = \widetilde{u}_n + h \widetilde{v}_n + h^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta\right) \widetilde{f}_n + \beta \widetilde{f}_{n+1} \right] \quad (IV, 68)$$

Sachant que $\widetilde{v}_n$ est donnée par l'équation précédente

Une bonne valeur de β sera $\beta = \frac{1}{4}$ (pour la stabilité et la précision)

Le système à résoudre

$$\widetilde{u}_{n+1} = \widetilde{u}_n + h \widetilde{v}_n + \frac{h^2}{4} (\widetilde{f}_n + \widetilde{f}_{n+1}) \quad (IV, 69)$$

$$\widetilde{v}_{n+1} = \widetilde{v}_n + \frac{h}{2} (\widetilde{f}_n + \widetilde{f}_{n+1}) \quad (IV, 70)$$

C'est un système implicite (si on avait pris $\theta = 0 = \beta$; on aurait obtenu un schéma explicite ; mais peut être conditionnellement stable).

Remarque

Cas particulier où $f(t, u, \dot{u}) = f(t, x; y) = f(t; x)$ est indépendant de (y)

On élimine v_n sachant que $\widetilde{f}_n$ ne dépend pas de $\widetilde{v}_n$ à l'aide de l'équation.

$$\widetilde{u}_{n+1} = \widetilde{u}_n + h \widetilde{v}_n + h^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \widetilde{f}_n + \beta \widetilde{f}_{n+1} \right] \quad (IV, 71)$$

$$\begin{aligned} (\widetilde{u}_{n+2} - \widetilde{u}_{n+1}) - (\widetilde{u}_{n+1} - \widetilde{u}_n) &= h (\widetilde{v}_{n+1} - \widetilde{v}_n) + h^2 (\beta \widetilde{f}_{n+1} + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \widetilde{f}_{n+1} - \beta \widetilde{f}_{n+1} \\ &- \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \widetilde{f}_n) \end{aligned} \quad (IV, 72)$$

D'où avec l'équation :

$$\widetilde{v}(t_{n+1}) = \widetilde{v}(t_n) + h [(1 - \theta) \widetilde{v}(t_n) + \theta \widetilde{v}(t_{n+1})] ; \quad 0 \leq \theta \leq 1 \quad (IV, 73)$$

$$\begin{aligned} \widetilde{u}_{n+2} - 2 \widetilde{u}_{n+1} + \widetilde{u}_n &= h^2 [(1 - \theta) \widetilde{f}_n + \theta \widetilde{f}_{n+1}] + h^2 [\beta \widetilde{f}_{n+2} + \left(\frac{1}{2} - 2\beta \right) \widetilde{f}_{n+1}] \\ &- \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \widetilde{f}_n = h^2 [\beta \widetilde{f}_{n+2} + \left(\frac{1}{2} - 2\beta - \theta \right) \widetilde{f}_{n+1} + \left(\frac{1}{2} - 2\beta - \theta \right) \widetilde{f}_n] \end{aligned} \quad (IV, 74)$$

Les équations du mouvement sont résolues en utilisant la méthode pas à pas de type Newmark dans la formulation et la suivante :

$$M \ddot{u}_{n+1} + C v_{n+1} + K d_{n+1} = F_{n+1} \quad (IV, 75)$$

$$d_{n+1} = d_n + \Delta t v + \frac{\Delta t^2}{2} [(1-2\beta) \ddot{u}_n + 2\beta \ddot{u}_{n+1}] \quad (IV, 76)$$

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t [(1-\gamma) \ddot{u}_n + \gamma \ddot{u}_{n+1}] \quad (IV, 77)$$

Où : d_n ; v_n ; $\ddot{u}_n$ sont les approximations de $d(t_n)$ et $\dot{d}(t_n)$ et de même que d_{n+1} et de v_{n+1} ; $\ddot{u}_{n+1}$ au temps t_{n+1} et $t_{n+1} + \Delta t$

Avec : $\beta = \frac{1}{4}$ et $\gamma = \frac{1}{2}$ paramètres permettant d'obtenir la meilleure stabilité correspondant à une accélération moyenne constante.

Pour débiter les procédés itératifs où, on calcule $\ddot{u}_0$.

$$M \ddot{u}_0 = F_0 - C v_0 - K d_0 \quad (IV, 78)$$

IV -10 - 2. Newmark accélération

$\ddot{u}_{n+1}$ est calculée par la relation de la récurrence

$$(M + \Delta t C + \beta \Delta t^2 K) \cdot \ddot{u}_{n+1} = F_{n+1} - C v_{n+1} - K d_{i_{n+1}} \quad (IV, 79)$$

Avec :

$$d_{i_{n+1}} = d_n + \Delta t v + \frac{\Delta t^2}{2} [(1-2\beta) \ddot{u}_n] \quad (IV, 80)$$

$$\mathbf{V}_{i_{n+1}} = \mathbf{v}_n + \Delta t [(1-\gamma) \cdot \ddot{\mathbf{u}}_n] \quad (\text{IV, 81})$$

Et l'on obtient :

$$\mathbf{d}_{n+1} = \mathbf{d}_{i_{n+1}} + \beta \Delta t^2 \cdot \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} \quad (\text{IV, 82})$$

$$\mathbf{V}_{n+1} = \mathbf{V}_{i_{n+1}} + \gamma \Delta t \cdot \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} \quad (\text{IV, 83})$$

IV- 10 - 3. Newmark déplacement

$\mathbf{d}_{n+1}$ est calculé par la relation de récurrence :

$$\left(\frac{4M}{\Delta t^2} + \frac{2C}{\Delta t} + K \right) \mathbf{d}_{n+1} = \mathbf{F}_{n+1} + \left(\frac{4M}{\Delta t^2} + \frac{2C}{\Delta t} \right) \mathbf{d}_n + \left(\frac{4M}{\Delta t} + C \right) \mathbf{v}_n + M \ddot{\mathbf{u}}_n \quad (\text{IV, 84})$$

Et l'on obtient

$$\mathbf{v}_{n+1} = - \mathbf{v}_n \frac{2}{\Delta t} (\mathbf{d}_{n+1} - \mathbf{d}_n) \quad (\text{IV, 85})$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} = - \ddot{\mathbf{u}}_n \frac{2}{\Delta t} (\mathbf{V}_{n+1} - \mathbf{v}_n) \quad (\text{IV, 86})$$

IV- 10 - 4. Schémas à un pas

Très proche de la méthode qui est présentée uniquement pour un problème de second ordre, avec une approximation de second ordre, et s'intéresse au système du second ordre, les quantités $\{\mathbf{q}_n\}$ et $\{\dot{\mathbf{q}}_n\}$ étant connues à l'instant (t_n) on a :

$$\tau = t - t_n \quad \Delta t = t_{n+1} - t_n$$

Le choix à la fois naturel est simple consiste à approximer $\{\mathbf{q}\}$ de la manière suivante.

$$\{\mathbf{q}\} = \{\mathbf{q}_n\} + \tau \{\dot{\mathbf{q}}_n\} + \frac{1}{2} \tau^2 \{\ddot{\mathbf{q}}_n\} \quad (\text{IV, 87})$$

$$\text{Ou } \{\ddot{\mathbf{q}}_n\} = \{\ddot{\mathbf{q}}\}$$

En substituant l'approximation de $\{\mathbf{q}\}$ dans l'équation et en utilisant la formulation faible du problème on obtient la relation de récurrence pour $\{\ddot{\mathbf{q}}_n\}$.

$$\int_0^{\Delta t} \mathbf{W}(\tau) \{ [M] \{\ddot{\mathbf{q}}_n\} + [C] \{ \dot{\mathbf{q}}_n + \tau \{\ddot{\mathbf{q}}_n\} \} + [K] \{ \mathbf{q}_n + \tau \{\dot{\mathbf{q}}_n\} + \frac{1}{2} \tau^2 \{\ddot{\mathbf{q}}_n\} \} + \{\mathbf{F}\} \} dt = 0 \quad (\text{IV, 88})$$

$\mathbf{W}(\tau)$: fonction de poids

En pesant

$$\theta_k = \frac{\int_0^{\Delta t} w \tau^k dx}{\int_0^{\Delta t} w dx}, K = 0, 1, 2 \quad (IV, 89)$$

$$\text{et } \{F\} = \frac{\int_0^{\Delta t} w \{F\} dx}{\int_0^{\Delta t} w dx} \quad (IV, 90)$$

L'équation s'écrit de manière compacte :

$$[M]\{\ddot{\alpha}_n\} + [C](\{\dot{q}_{n+1}\}) + \theta_1 \Delta t \{\ddot{\alpha}_n\} + [K](\{q_{n+1}\} + \frac{1}{2} \theta_2 \Delta t^2 \{\ddot{\alpha}_n\}) + \{F\} = 0 \quad (IV, 91)$$

Soit :

$$([M] + \theta_1 \Delta t + [C] + \frac{1}{2} \theta_2 \Delta t^2 + [K]) \{\ddot{\alpha}_n\} + [C] \{\dot{q}_{n+1}\} + [K] \{q_{n+1}\} + \{F\} = 0 \quad (IV, 92)$$

$$\text{Avec : } \{q_{n+1}\} = \{q_n\} + \theta_1 \Delta t \{\dot{q}_n\} \quad (IV, 93)$$

$$\{\dot{q}_{n+1}\} = \{\dot{q}_n\}$$

Les valeurs : $\{q_{n+1}\}$ et $\{\dot{q}_{n+1}\}$ étant connu et $\{\ddot{\alpha}_n\}$ est la solution de :

$$\{\ddot{\alpha}_n\} = -([M] + \theta_1 \Delta t + [C] + \frac{1}{2} \theta_2 \Delta t^2 + [K])^{-1} ([C] \{\dot{q}_{n+1}\} + [K] \{q_{n+1}\} + \{F\}) \quad (IV, 94)$$

$\{q_{n+1}\}$ et $\{\dot{q}_{n+1}\}$: sont des prédictions dans l'intervalle de l'équation au sens faible pour

$$\{\ddot{\alpha}_n\} = 0$$

Il est possible de déterminer les quantités $\{q_{n+1}\}$ et $\{\dot{q}_{n+1}\}$; il suffit de prendre

$$\tau = \Delta t, \text{ il vient}$$

$$\{q_{n+1}\} = \{q_n\} + \Delta t \{\dot{q}_n\} + \frac{\Delta t^2}{2} \{\ddot{\alpha}_n\} = \frac{\Delta t^2}{2} \{\ddot{\alpha}_n\} \quad (IV, 95)$$

$$\{\dot{q}_{n+1}\} = \{\dot{q}_n\} + \Delta t \{\ddot{\alpha}_n\} = \{\dot{q}_{n+1}\} + \Delta t \{\ddot{\alpha}_n\} \quad (IV, 96)$$

Les quantités $\{\dot{q}_{n+1}\}$ et $\{\ddot{\alpha}_n\}$ représentent les quantités à l'instant t_{n+1}

Dans la dérivation, on suppose que l'équation gouvernant le problème.

$$[M] \{\ddot{q}_{n+1}\} + [C] \{\dot{q}_{n+1}\} + [K] \{q_{n+1}\} + \{F_{n+1}\} = 0 \quad (IV, 97)$$

On procède aux approximations de $\{q_{n+1}\}$ et $\{\ddot{q}_{n+1}\}$ à l'aide d'un développement de série de Taylor tronqué :

$$\{q_{n+1}\} = \{\bar{q}_{n+1}\} + \beta \frac{\Delta t^2}{2} \{\ddot{q}_{n+1}\} \quad (IV, 98)$$

$$\{\dot{q}_{n+1}\} = \{\dot{\bar{q}}_{n+1}\} = \beta \Delta t \{\ddot{q}_{n+1}\} \quad (IV, 99)$$

$$\{\bar{q}_{n+1}\} = \{q_n\} + \Delta t \{\dot{q}_n\} + (1+\beta_2) \frac{\Delta t^2}{2} \{\ddot{q}_n\} \quad (IV, 100)$$

$$\{\dot{\bar{q}}_{n+1}\} = \{\dot{q}_n\} + (1-\beta_1) \Delta t \{\ddot{q}_n\} \quad (IV, 101)$$

On substituant ces relations, on obtient

$$\begin{aligned} \{\ddot{q}_{n+1}\} = & -([M] + \beta_1 \Delta t [C] + \frac{1}{2} \beta_2 \frac{\Delta t^2}{2} + [K])^{-1} \{[C] \{\dot{\bar{q}}_{n+1}\} + [K] \{\bar{q}_{n+1}\} \\ & + \{F_{n+1}\} \end{aligned} \quad (IV, 102)$$

IV – 11. Fiche synoptique du projet

Situation du projet

Le barrage de Béni Haroun est situé à l'aval de la confluence de deux oueds importants à l'Est oued Rhumel qui prend sa source en amont de Constantine et à l'Ouest oued Endja qui prend sa source au environ de Djemila

Caractéristiques du barrage

Bassin versant Kebir-Rhumel (Bassin N° 10) d'une surface de 8815 km² reçoit des précipitations moyennes annuelles 582 mm.

Drainage

Drainé par deux principaux oueds, oued Rhumel et Oued El-Kabîr, caractérise par deux aquifères différents :

- 1-Un aquifère superficiel dans les formations de Mio pliocène
- 2-Un aquifère profond lié à la formation à dominante carbonatée du jurassique crétacé pour Oued El-Kaim et du sinien à éocène pour formation de Béni Haroun.

-Type de barrage étudié en béton compacté au rouleau (B.C.R)

-Hauteur sur fondation 120 m

-Longueur en Crête 710 m

-Largeur en Crête 22 m.

-Largeur de la base de la digue 96 m.

-Volume totale du béton 1600000 m³.

-Capacité du réservoir 960 millions de m³.

-Joint de contraction tous les 19 m.

Composition de béton :

-Dimension maximale des gros granulats en mm =150.

-Indice de compactage par vibration en seconde = 20610.

-Affaissement au Cone d'Abrams = 0.00.

- Eau /Ciment (cendre volante comprise en%) = 73%.
- Sable granulats en % = 30%.
- Eau (kg / m^3) = 95.
- Ciment + cendre volante =130.
- Granulats fin (kg / m^3) = 657.
- Gros granulats (kg / m^3) = 1544.

IV – 12. Caractéristiques des matériaux

- Masse volumique du béton $\rho_b = 23500 \text{kg} / \text{m}^3$.
- Coefficient de poisson = 0.27.
- Module d'élasticité $E = 32 \text{ Gpa}$.
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$)
- Masse volumique des fluides $\rho = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3$.
- Fruit amont vertical.
- Fruit aval incliné à 80 %.
- Vitesse du son dans l'eau = 1440 m/ s ou ($C = K_o/\rho$) 0.5.

IV – 13. Calcul du barrage de Béni Haroun

Calcul de la réponse statique et dynamique du barrage:

Le barrage considéré dont la fondation est rigide a été maillé par des éléments de type PENTA15 et de type HEXA 20 a quatre nœud.

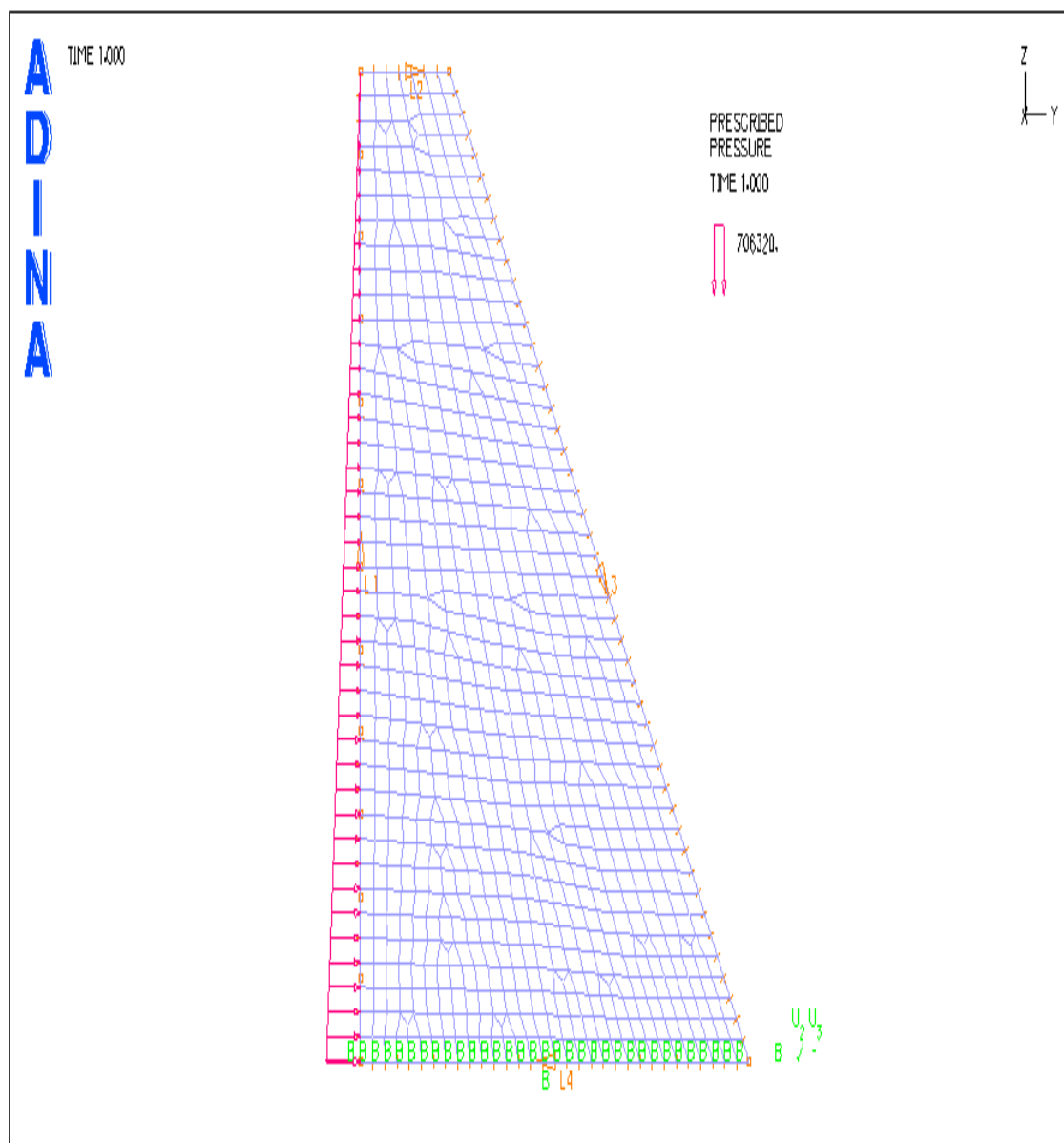


Fig (IV, 6) : Forces appliquées sur le barrage

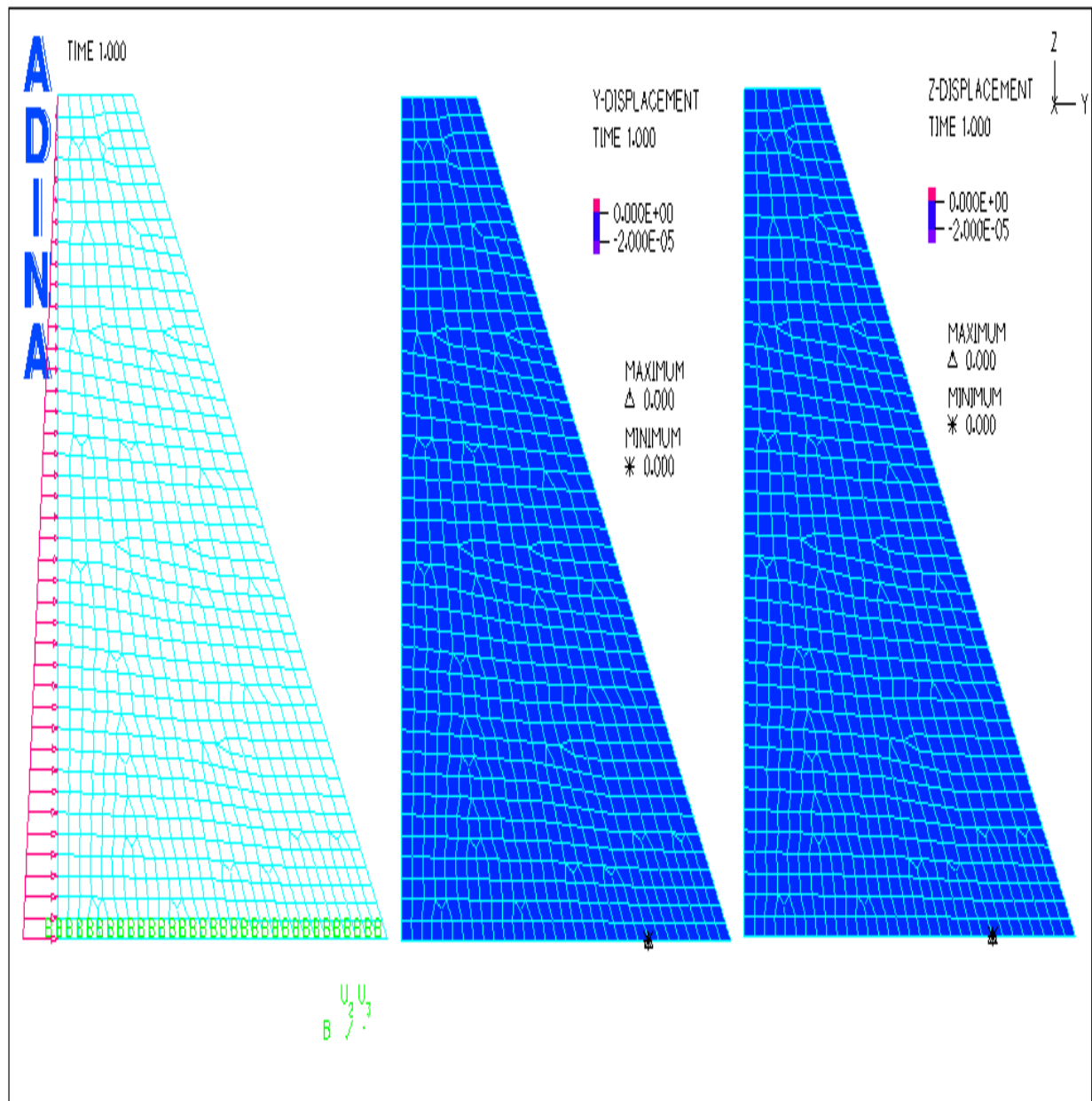


Fig (IV, 7) : déplacements horizontaux et verticaux en régime statique

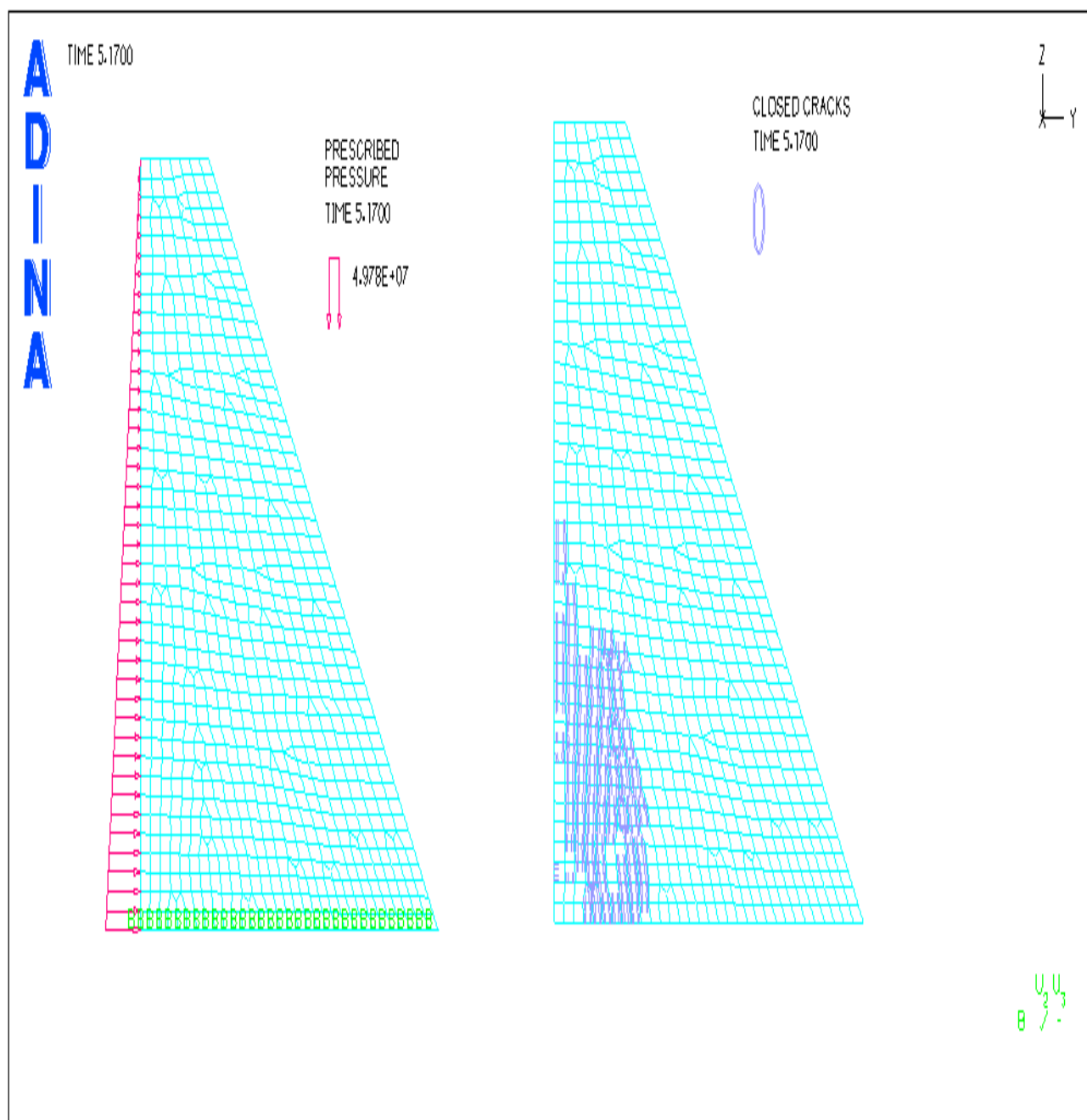


Fig (IV, 8) : Répartition des pressions hydrostatiques et fissurations fermées

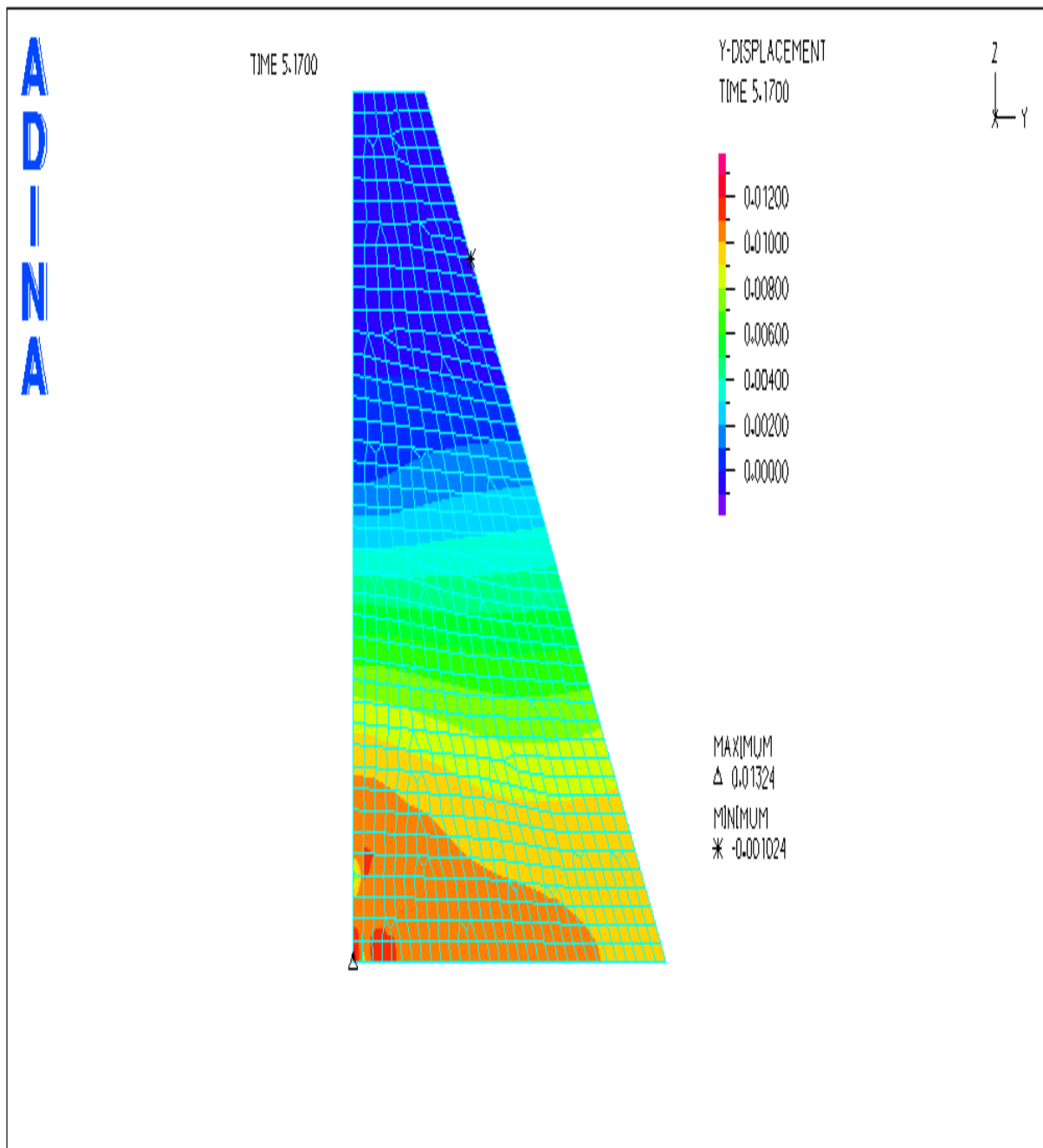


Fig (IV, 9) : Déplacement maximal horizontal selon l'axe Y à la base du barrage

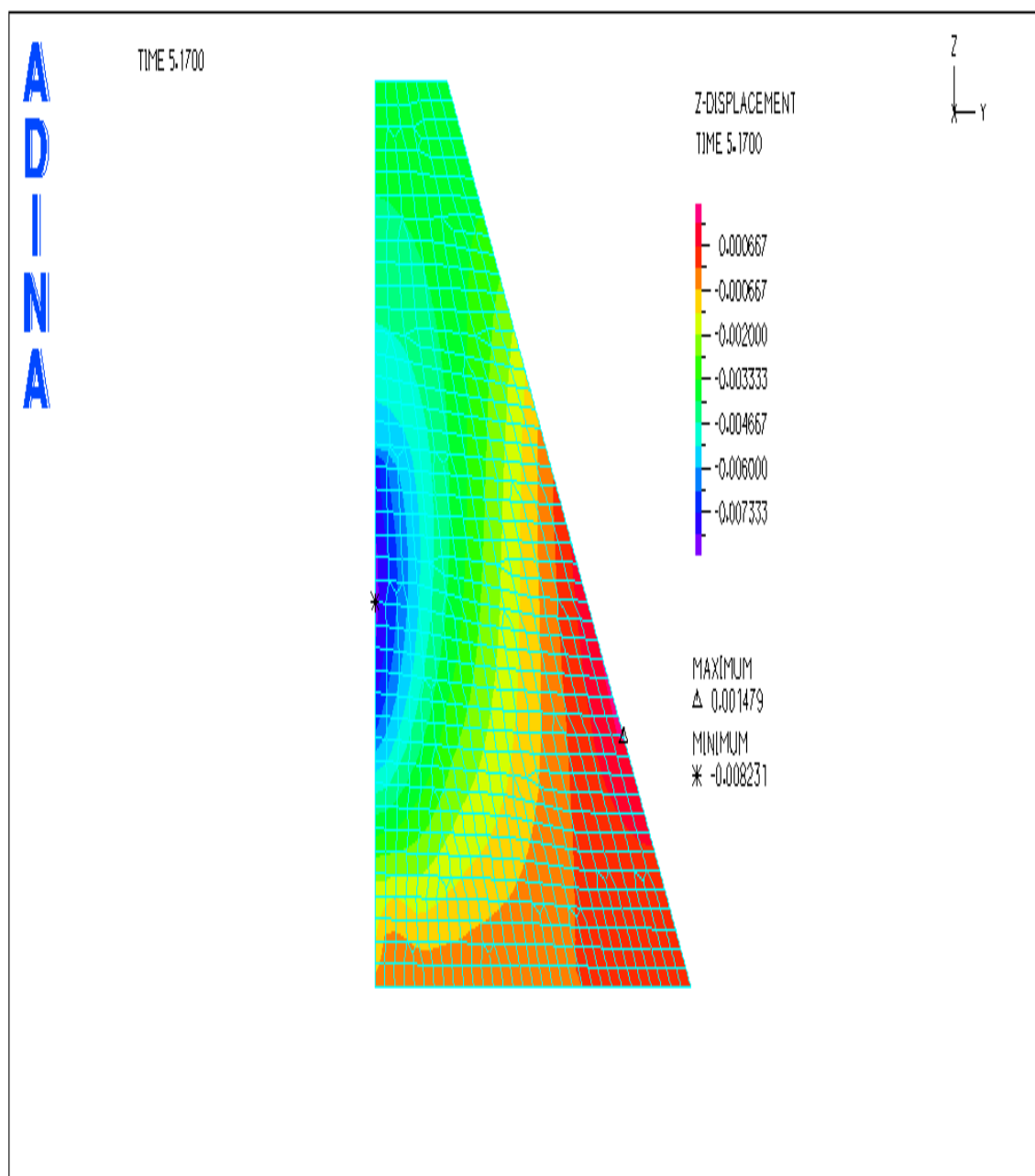


Fig (IV, 10) : Déplacement selon l'axe Z à l'aval du barrage

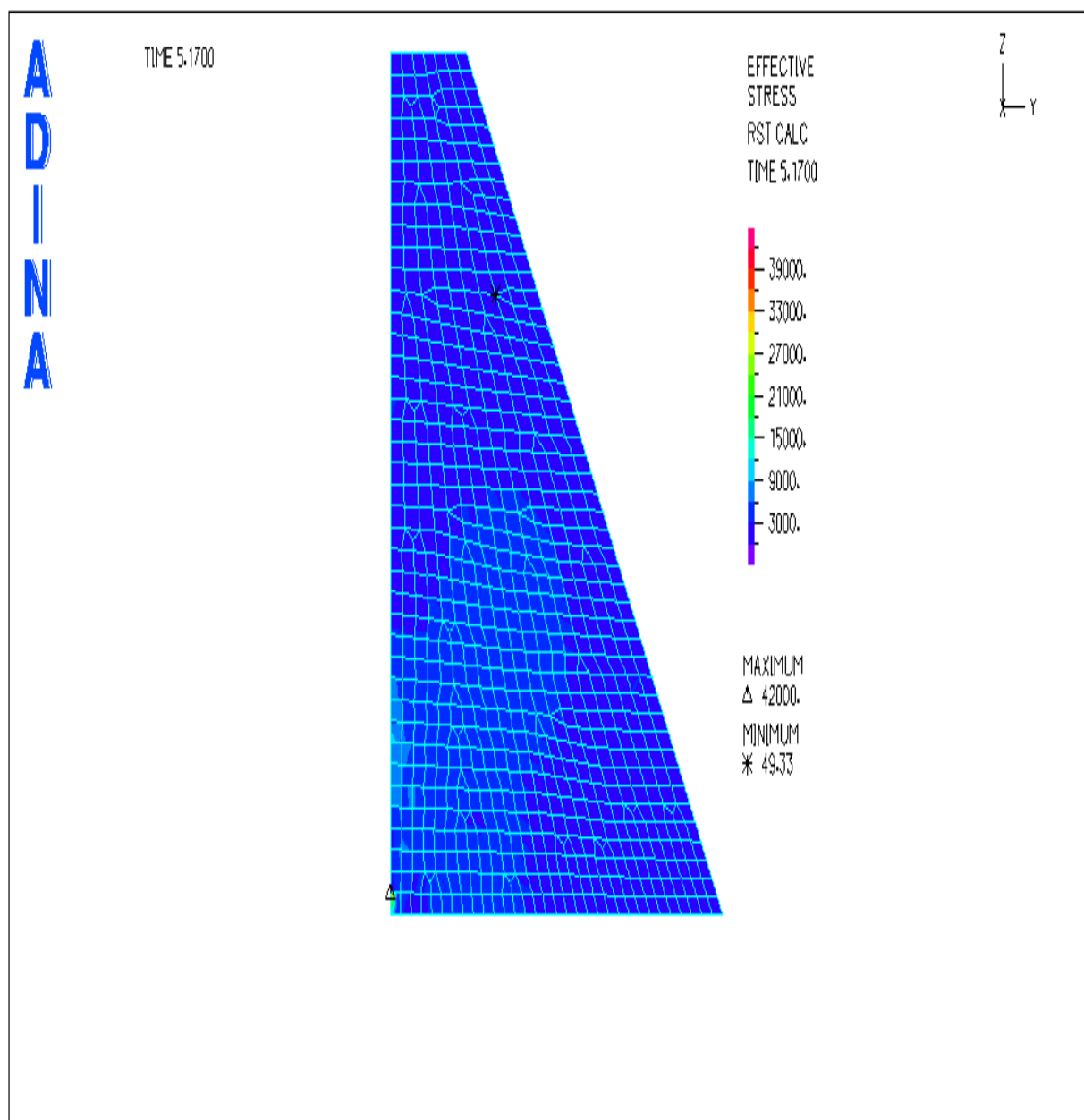


Fig (IV, 11) : contraintes effectives maximales à la base de l'ouvrage

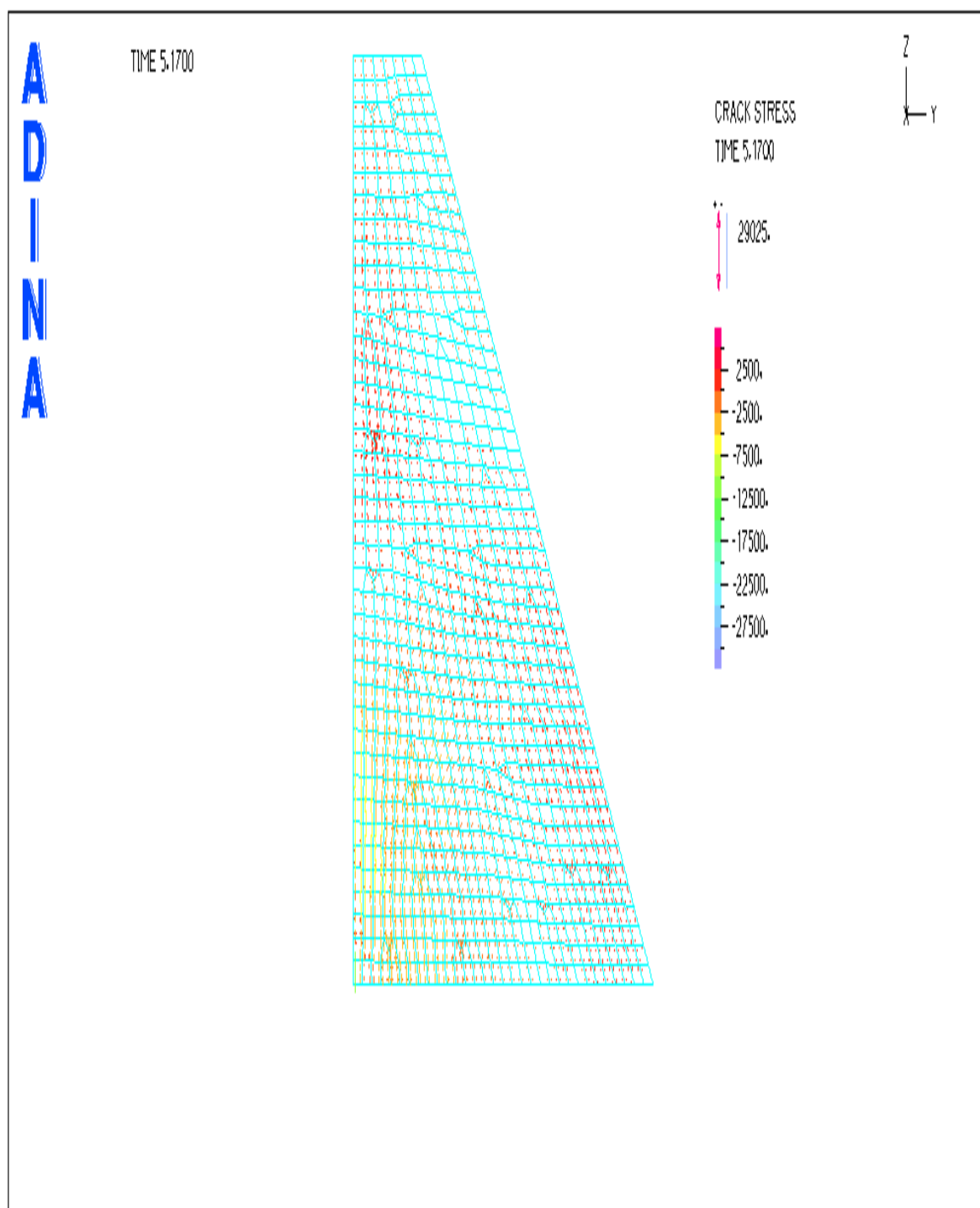


Fig (IV12) :Contraintes de cisaillement réparties sur toute la digue du barrage

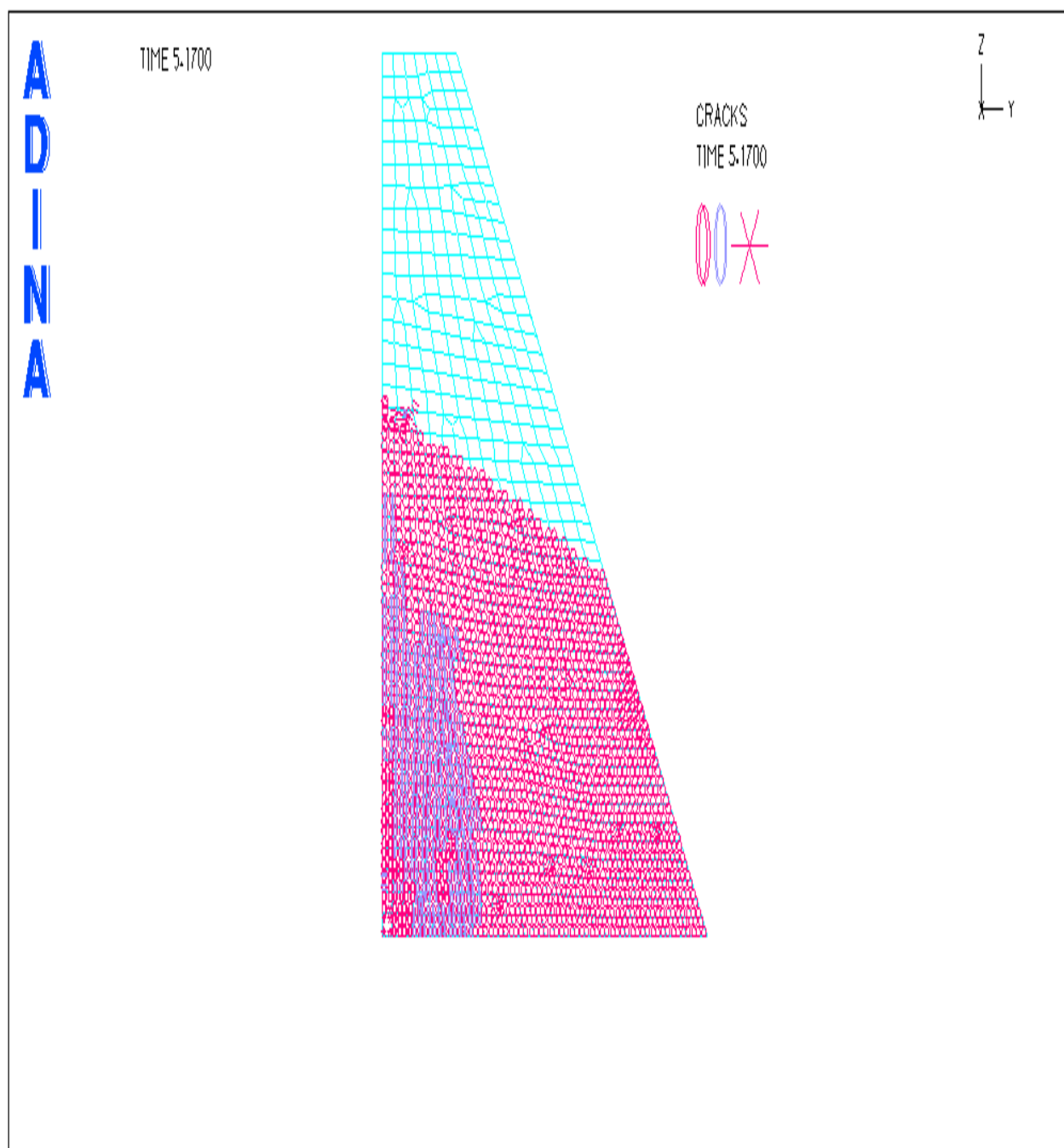


Fig (IV, 13) : fissurations ouvertes(en rouge)et fermées(en bleu) pour $T= 5,17s$

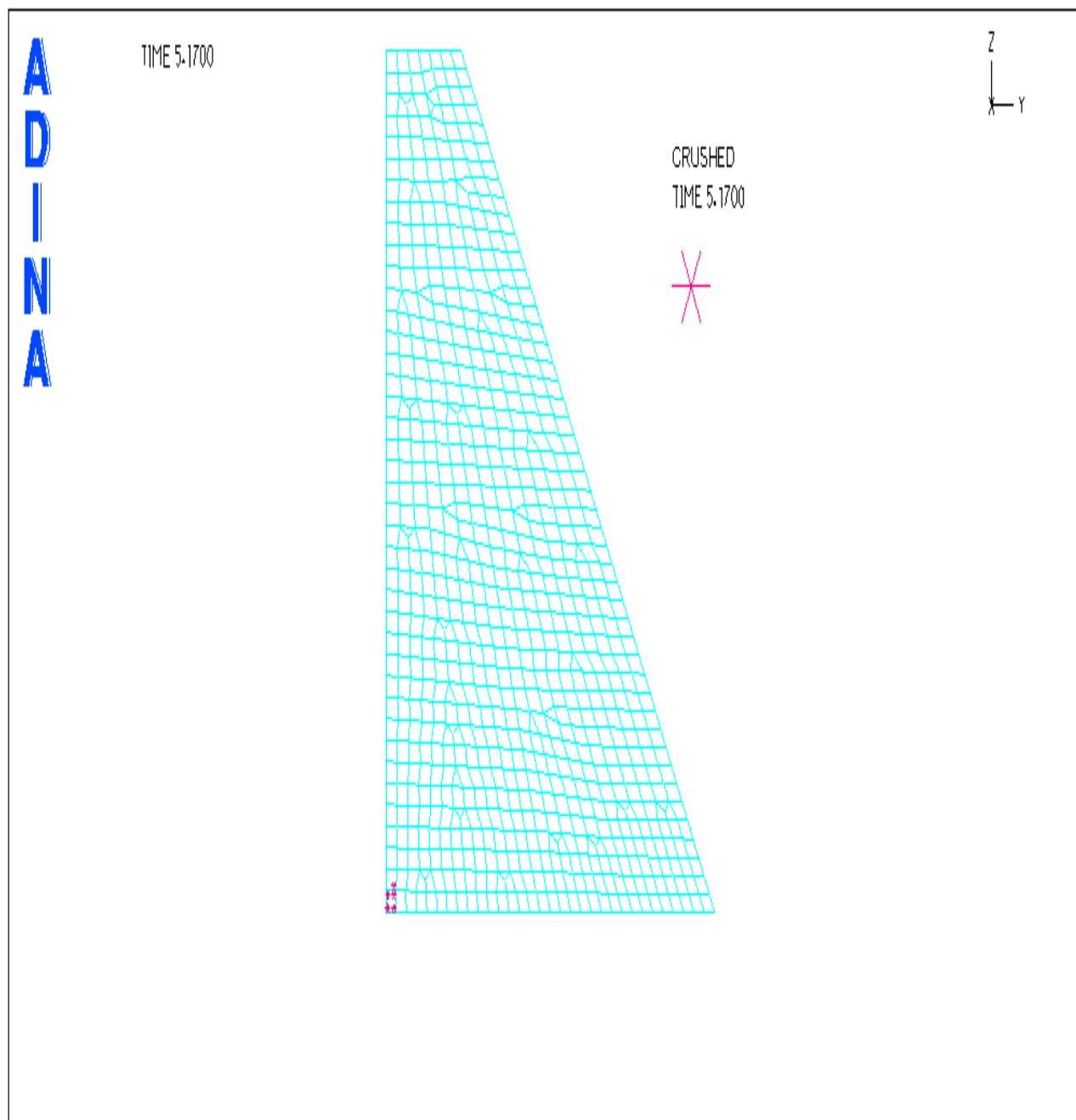


Fig (IV, 14) : Ecrasement du beton au point critique du barrage pour $T= 5,17s$

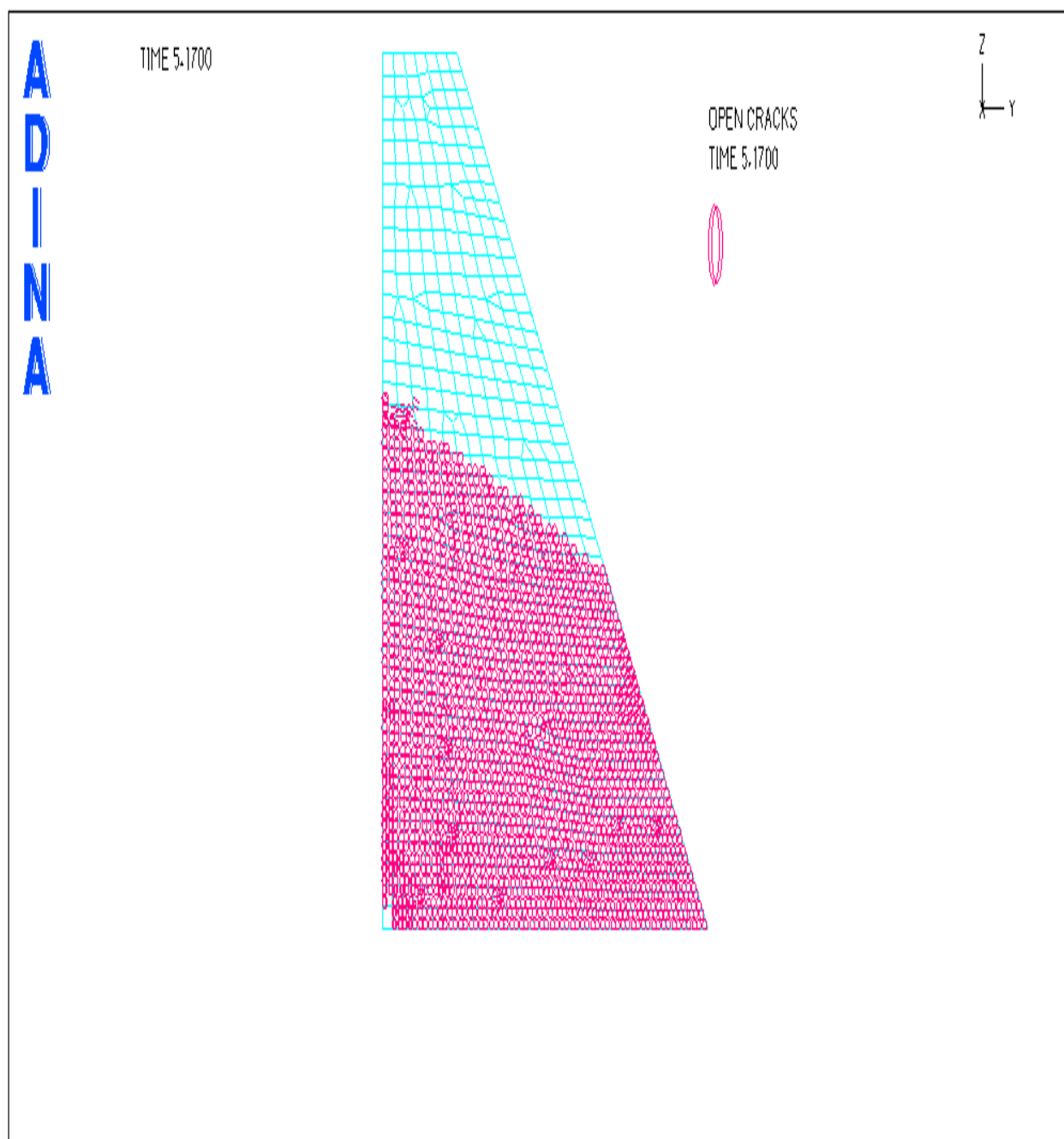


Fig (IV, 15) : fissurations ouvertes dans le corps du barrage après $T= 5,17s$

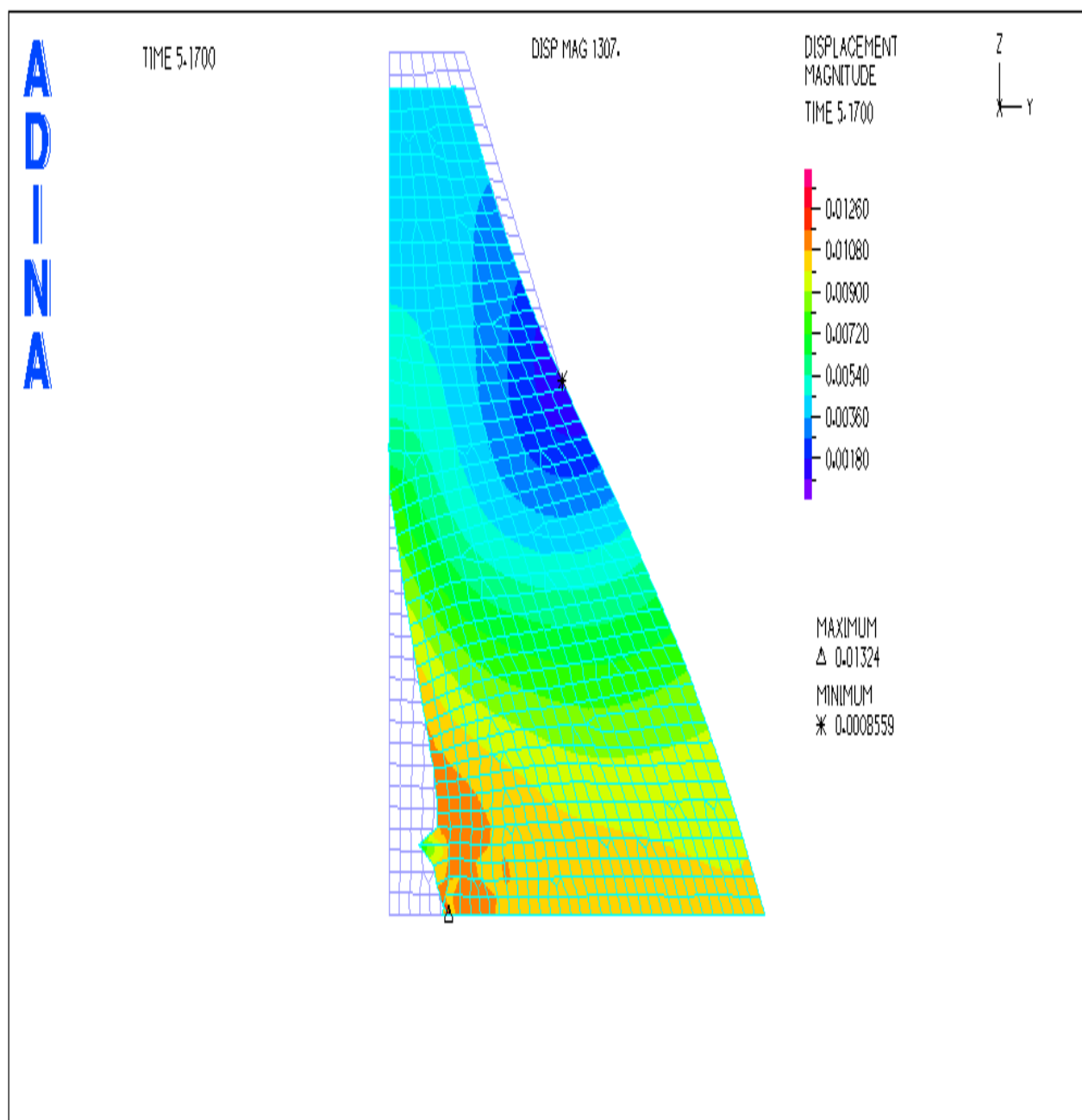


Fig (IV, 16) : Déformation de la digue du barrage après le séisme

IV – 14. Résultats numériques et discussion

Le maillage par éléments finis du système, est illustré par les figures (IV, 6, 7,8, ...16)

Le barrage en béton compacté au rouleau (B.C.R) de Béni Haroun à l'état initial c'est à dire, $t = 1s$ n'est soumis qu'à la pression hydrostatique, son poids propre appliqué au centre de gravité du barrage, ainsi qu'à la force de portance du sol.

Ces différentes forces n'ont à cet instant, produit qu'un effet minime c'est-à-dire aucune forme de déplacement n'a été observée au niveau du barrage.

En étude dynamique, dans les conditions d'un fluide incompressible $\rho_e = 1000 \text{ kg / m}^3$, $\rho_b = 2350 \text{ kg / m}^3$, le coefficient de poisson = 0.3, le module d'élasticité $E = 32000 \text{ Pa}$, le sol de la fondation étant rigide, et pour une accélération sismique initiale, les effets sismiques commencent à apparaître surtout au niveau du pied amont de la digue, affectant quelque peu la stabilité du barrage.

Cette déstabilisation s'est manifestée par des déplacements horizontaux notables surtout au point le plus vulnérable du barrage, situé à l'intersection du plan (Y, Z) suivant la figure (IV, 7)

C'est-à-dire à 1 / 5 de la crête du talus aval. S'agissant des déplacements verticaux, les valeurs maximales de ceux-ci sont observés à 1 / 3 du parement aval, ou les déplacements qui y sont enregistrés comme les montres les figures (IV, 9, 10,11), tendent à prendre de l'ampleur de la base aval vers le centre de la digue.

Les valeurs minimales de ces contraintes se trouvent au centre de parement amont de la digue. Ces résultats, notamment ceux correspondants au pied de la digue aval, s'expliquent par le fait de l'intensité sismique, la vitesse de propagation des ondes résultantes, et de la nature des fondations du barrage.

Concernant les contraintes effectives maximales du béton calculées compte tenu des conditions émises précédemment, celle-ci se trouvent toujours concentrées au pied amont de la digue c'est-à-dire comme affirmé ci haut au point le plus vulnérable, ou la pression également est très élevée. La contrainte minimale quand à elle se trouve à 1/5 de la base du sommet du barrage

L'apparition des fissurations dans le corps du barrage commence à prendre forme dès que l'intensité sismique s'accélère.

Ces fissurations affectent pratiquement, au moment de leur apparition toute la structure de la digue. Ensuite, elles s'intensifient de la base vers le centre de la digue jusqu'à provoquer un début d'écrasements dans cette structure.

Le plus manifeste est celui d'un point qu'on a qualifié de plus sensible de la structure.

Enfin le cas étudié, en l'occurrence le barrage en béton compacté au rouleau (B.C.R) de Béni Haroun qu'on a soumis à des accélérations sismiques différentes a eu des réactions proportionnelles au degré du séisme.

Le comportement du barrage à l'accélération 0.28 g tend à devenir visqueux épousant d'une forme presque d'une parabole, et les déplacements subits par cette structure, dont les valeurs maximales sont enregistrées à ($t = 5.17$ s) se situent aux points cités précédemment.

Conclusion générale

Historiquement les premières approches de calcul des barrages poids ont été réalisées en contrainte totale, en ignorant les sous-pressions. Cette approche a été sanctionnée par des ruptures dans le corps du barrage.

Les résultats globaux de cette étude ont permis d'évaluer le comportement de la performance du barrage.

La conception des structures a connu une évolution importante depuis que les charges dynamiques ont été prises en compte. Les séismes qui sont des charges dynamiques à caractère aléatoire et qui ont des effets très néfastes pour les structures, ont fait l'objet de nombreuses recherches dans le domaine du génie parasismique. La position et l'énergie dégagée par le tremblement de terre n'étaient pas connues à l'avance, on se trouve contraint à jouer entre la sécurité de la vie humaine, et le risque à prendre pour la structure.

Le mouvement sismique se propage dans le sol sous forme d'ondes. La réponse dynamique des fondations aux ondes sismiques a été déterminée sous plusieurs angles.

Le mouvement sismique sous l'effet d'interaction cinématique engendre la rotation de la fondation, ainsi qu'une réduction du mouvement de translation sous l'effet de passage d'ondes que sous l'effet de l'incohérence.

L'analyse dynamique des barrages en béton compacté au rouleau (B.C.R) face au mouvement sismique uniforme et différentielle a été effectuée en utilisant le code de calcul en éléments finis.

La technologie du béton compacté aux rouleaux (B.C.R) est de plus en plus utilisée pour les barrages.

- Les bétons compactés aux rouleaux (B.C.R) sont des matériaux hautement optimisés.
- leur propriété mécanique est élevée pour un dosage en ciment donné.
- le rapport flexion /compression est élevé et peut-être produit sans adjuvant, de haute technologie.

L'analyse dynamique des barrages est synonyme d'analyse du comportement sismique, car c'est le seul effet dynamique qu'il est amené à supporter et compte parmi les cas de charge des forces d'origine sismique, mais on les introduit sous forme de charge statique équivalente obtenue par multiplication de la masse d'ouvrage par le coefficient sismique.

Les données sismiques nécessaires aux calculs sont le mouvement du sol, la durée, le spectre de fréquence, et l'amplitude.

L'objectif de ce présent mémoire a été celui de proposer une méthode de modélisation du comportement dynamique du barrage de Béni Haroun en service et de prédire la fiabilité et la sécurité de cet ouvrage. Cette méthode est celle de Newmark dont la résolution a pu être effectuée par l'utilisation du code de calcul ADINA.

Enfin cette étude du comportement dynamique des barrages est loin d'être exhaustive, elle nécessite encore la prise en compte le domaine fluide à condition de lui transmettre le maillage par élément de frontière des nouvelles interfaces induites par la présence du domaine fluide.

BIBLIOGRAPHIE

- [1]** A. Capra, V. Davidovici, calcul dynamique des structures en zone sismique Edition Eyrolles, 3^{em} édition, Paris ,1984 .
- [2]** J. Betbeder –Matibet, V. Davidovici, la construction en zone sismique, Paris 1999
- [3]** K. Baddari, M. Djeddi (O.P.U) Elément de sismologie 04-1994.
- [4]** Ezzeddine E.Mvila, (O.P.U) 02-2000 Programmes de calcul des structures en zone sismique, édition 2.03.4415.
- [5]** Djeddi Mabrouk, Shout Hocine (O.P.U) 02.1995 Base physique des méthodes sismiques, édition 1.05.4006.
- [6]** L .Tzenov – P .Bonneville (E.NA.L) calcul des structures parasismiques, édition1824/84.
- [7]** Acte du C. I.G.B (1970) dixième congrès des grands barrages à Montréal
C.I.G.B vol 3.
- [8]** Mihoubi M. K (1994) Intégration de la technique du (B.C.R) béton compacté au rouleau dans la construction des barrages poids Algérie Equipement N° 16, 31- 34.
- [9]** Degoutte, G, 1997, petit barrage (recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi) CEMAGRAF : 114- 139.
- [10]** Richard Gagné ing. Ph.D – CRIB Université de Sherbrooke, les bétons compactés au rouleau – principe, application et nouveau développement, Sherbrooke 1996
- [11]** Paul Poyet – Petit barrage en béton, CEMAGREF,1984.
- [12]** C.F.G.B 2001 Justification des barrages poids par les méthodes déterministe : développement d’une méthodologie semi- probabiliste aux états limites.
- [13]** J.M. Durand – G. Degoutte – P .Royet – M .Jensen : la technique du béton compacté au rouleau – possibilité d’application pour les barrages en Afrique, 2003
- [14]** Vincent. Guyonvarh- Georges Devésa – Nicolas Greff et Didier Clouteau (1999): Analyse sismique avec prise en compte de l’I.S.S et de l’I.S.S.F sur les structures de grands tailles.
- [15]** Abdelghani Saghir- Abdelkader Taharkout 02/04/2004 (Université Mira, Bejaia, Algérie) Analyse dynamique des structures des barrages – réservoirs avec couplage éléments finis- éléments infinis.

- [16]** Bahare Randane Louadj Samia – Laouami Nasser – Slemani Abdennacer : Analyse de la réponse sismique des barrages en enrochement de Kaddara soumis au séisme de Boumardés du 21/05/2003 ($M_w = 6.8$).
- [17]** George Devésa – Patrick Divoux(2001) : comportement dynamique avec interaction sol-structure- fluide (application au calcul des barrages voutes).
- [18]** Nicolas Déichmann – Donot fāh (E.T.H) article de presse préparé par le service sismologique suisse : le prochain tremblement de terre.
- [19]** B. Tilliouine – A.Seghir (C.A.M 97, juin 1997, Damas, Syrie) : influence de l'interaction fluide – structure sur le comportement sismique du barrage de oued el Fadda (Nord ouest algérien).
- [20]** C.F.G.B groupe de travail (barrage poids) 1997 : justification des barrages poids (synthèse des principales recommandations et état de la pratique des méthodes déterministes.
- Développement d'une méthode semi-probabiliste aux états limites, faisabilité de la calibration de la méthode semi-probabiliste sur les portiques actuels, rapport définitif.
- [21]** C.F.B.R comité français des barrages et réservoirs (groupe de travail : calcul des barrages poids) : recommandation pour la justification de la stabilité des barrages poids –janvier 2006.
- [22]** A. J. Carrère C.F.G.B 10-11 Mai2001 Modélisation des barrages en remblais.
- [23]** Belmouden Y, Lestuzzi P (école polytechnique fédération de Lausanne E.P.F.L, informatique et mécanique application à la construction IMAC) évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existant en suisse.
- [24]** B .Tliiouine, A. Seghir, la symétrisations du problème de vibration des systèmes couples fluide –structure.(1997).
- [25]** (Nouvelle république) soumis par M'Hamed Rabah le 23/03/2009 Béni Haroun : Un système qui procure de l'eau à l'Est du pays.
- [26]** Patrik le Dellion : Ris que info n° 13 juin 2002, le barrage et le risque sismique (extrait du bulletin de service technique et de l'énergie et des grands barrages 3^{em} trimestre 1995.
- [27]** Fabian Dedecker, I. Taxa consultant S.A.S (2003) : Modélisation discrète, analyse de la stabilité statique des barrages en enrochement.
-

- [28]** Bulletin de l'institut scientifique , Ribat , 1983 , n° 7 p : 65-74 , étude sismologique du barrages sur l'oued Martil (Région Tétouane) par Ben Aissa Tadili , Mohamed Randani .
- [29]** Corrine Lacave ; Bernard Couturer (bulletin of engineering Geology and the Environnement) : Evaluation de l'aléa sismique du barrage d'avène (Hérault – France).
- [30]** Pole d'appui technique aux services de police des eaux dans le domaine de la sécurité des ouvrages hydraulique (CEMAGREF) le 15/07/2008 Barrage : classement et estimation des paramètres " H et V " en application du décret du 11/décembre 2007.
- [31]** Comité marocaine des grands barrages : visite de chantier du barrage Wirgane le 28/04/2007.
- [32]** Azzedine E Mvila ; programme de calcul des structures en zone sismique (analyse et mise en œuvre) OPU novembre 1997.
- [33]** Ben Sari, Sci mohamed, M. 1978 Connaissance géophysique du Maroc. Thèse d'état, Université GRENOBLE.
- [34]** Bouchala, B et Daksi M.Y (2004) Particularité géologique et géomorphologiques de la région de oued el-kaim
- [35]** CIBG conception parasismique des barrages, Génie parasismique 1985
- [36]** CIBG Séismicité et conception des barrages, bulettin 27/03/1974
- [37]** FENVES G and CHOPRA A.K _ Effects of reservoir bottom absorption and Dam-water-foundation interaction of frequency response function of concrete gravity dams. Earthquake Eng. Struct. Dyn. Vol .13, 13-31, 1985
- [38]** Hadid. M. Analyse de l'interaction cinématique déterministe et stockastique pour fondations rigides bidimensionnelles par une approche intégrale à la frontière. Thèse de Magistère, ENP, Algérie 1985.
- [39]** Claudio Carvajal(2005) ; Laurent Payras ; DaniëlBoissier Vers une approche probabiliste pour évaluation de la sucurité structurale des barrages poids
- [40]** Alain Pecker ; Notion de base des dynamiques des structures (2009)
- [41]** E.D.F, G .Devesa ; N. Greffet ; V. Guyonvarh, Interaction sol fluide structure sous chargement dynamique vibratoires (2005)
- [42]** Mme Patricia BALANDIER Le séisme et les sites constructibles
- [43]** Stéphanie Basseville, Féridéric Feyel – Méthode de résolution en éléments finis (2005- 2006).
-

- [44] Stéphanie Basseville – Intégration temporelle (la méthode par éléments fins) -2005
- [45] Vincent Acary – Méthode numérique pour la simulation des systèmes multi corps en présence de contact de frottement et de l'impacts, (04/06/2000)
- [46] Gille Leborgne – Interpolation polynomiale, Intégration numérique, résolution numérique d'équations différentielles (13/03/2006).
-

:

* \$ % & ! ' () " # !

," 2 ++ 3 - 1 0 / + , - .

* ++ " 4 \$ 5

: % 9M.E.F) 5 , " - 6 7 3 8 . ,

* ++ , 5 / < : ++ 3 + +; / 0 / #

Résumé :

Le travail présenté à pour objectif d'étudier, analyse dynamique d'un barrage poids, avec l'utilisation de la technique du béton compacté au rouleau (B.C.R) qui permet la construction du barrage poids avec un mode de réalisation proche de celui utilisé pour les remblais en terre, offre en effet des nombreux avantage, le principale étant la rapidité d'exécution, sous charge sismique.

Après définition de la zone tectonique, on s'appuie sur la caractérisation de l'aléa sismique d'un barrage.

Ce mémoire présente un modèle de calcul numérique par la (M.E.F), car l'augmentation des niveaux de sollicitation sismique, utilisée lors du dimensionnement ou de la réévaluation au séisme de structure importante.

Abstract:

The presented work has for objective to study the dynamic analysis of a weight dam. using the technique of roller compacted concrete (R.C.C), which allows the construction of the weight dam with an embodiment similar to that used for the earth embankment. Indeed offers many advantage speed of execution, Under earthquake loading ,

After defining the tectonic zone , it relies on characterizing the seismic hazard of dam.