

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

Département du Génie Civil

Année Scolaire: 90-91

Projet de fin d'études

Titre: BARRAGE-VOUTE :

ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE DES CONTRAINTES

INTERNES PAR ELEMENTS FINIS

(logiciel IMAGES-3D)

Auteur:

Marcellin BOCOVE

Directeur:

Jean Pierre RADULESCU

DEDICACE

A mes parents,

pour leur dévouement et leur soutien constant

A toi ...

REMERCIEMENTS

Nous n'aurions pas pu aboutir aux résultats obtenus sans la franche collaboration de l'ensemble des professeurs de l'Ecole Polytechnique de Thiès. En effet, chacun d'eux, pour peu qu'il ait été sollicité, a su nous donner tous les renseignements utiles à la bonne évolution de ce travail. Nous voudrions trouver ici l'occasion de leur exprimer toutes nos reconnaissances.

Plus particulièrement, nous voudrions témoigner nos sincères remerciements à l'endroit de Monsieur Jean Pierre RADULESCU qui, tout au long de ce travail, nous a manifesté une disponibilité continue et, plus qu'un directeur de projet, aura été un véritable soutien moral face aux difficultés rencontrées.

L'auteur

SOMMAIRE

La complexité du problème de l'équilibre interne d'un barrage fait que, de nos jours, l'analyse par éléments finis à l'aide d'ordinateurs puissants a pris le pas sur les approches purement théoriques. Aussi, l'analyse du comportement des modèles permet-il de mieux comprendre les subtilités du domaine.

Le présent rapport compile l'essentiel des travaux que nous avons menés dans le cadre du projet de fin d'études sur l'analyse des contraintes internes dans un barrage-voûte. Après avoir rappelé les principes de base du calcul structural des barrages par éléments finis, nous passerons à l'analyse des contraintes générées par IMAGES-3D suite aux sollicitations statiques et dynamiques. Les critères de rupture, qui auront été préalablement établis, nous permettront de localiser les zones critiques du barrage et de proposer des solutions techniques pour assurer la sécurité de l'ouvrage. Nous terminerons par l'étude de l'influence des propriétés du béton sur les réponses du barrage.

TABLE DES MATIERES

	Titres	Pages
	DEDICACE	i
	REMERCIEMENTS	ii
	SOMMAIRE	iii
Chapitre I	INTRODUCTION	4
Chapitre II	ETUDES PRELIMINAIRES	5
2.1	Etudes topographiques	5
2.2	Etudes géologiques et géotechniques	6
2.3	Etudes hydrologiques	6
Chapitre III	TYPES DE SOLLICITATION D'UN BARRAGE	8
3.1	Sollicitations statiques	8
3.1.1	Poussée des eaux et des sédiments	8
3.1.2	La sous pression	10
3.1.3	Le poids propre du barrage	11
3.1.4	Variation de température et tassement	12
3.2	Sollicitations dynamiques	12
3.2.1	La houle, les vagues et le vent	13
3.2.2	Les efforts sismiques	14
Chapitre IV	MODELE D'ELEMENTS FINIS	16
4.1	Modèle élastique et conditions initiales	16
4.2	Problèmes liés à la déformabilité du terrain	17
4.2.1	Hypothèse de l'encastrement parfait	17
4.2.2	Astuce de VOGT	17
4.3	Eléments unitaires d'analyse: arc encastré et mur console	18

4.4	Eléments finis en IMAGES-3D.....	19
4.4.1	Les éléments plaques quadrilatéraux.....	20
4.4.2	Les éléments solides.....	20
Chapitre V	NOTIONS D'ANALYSE STRUCTURALE ET CRITERES DE DEFAILLANCE.....	23
5.1	Formulation de l'équation d'équilibre.....	23
5.1.1	Analyse statique.....	24
5.1.2	Analyse modale.....	25
5.1.3	Analyse dynamique.....	27
5.1.4	Analyse sismique.....	28
5.2	Méthode de résolution dans IMAGES-3D.....	29
5.3	Généralité sur les contraintes.....	30
5.4	Critères de défaillance.....	37
5.4.1	Critère de la contrainte normale maximale.....	37
5.4.2	Critère de cisaillement maximal de TRESCA.....	37
5.4.3	Critère de l'énergie de distorsion maximale de VON MISES.....	41
5.4.4	Le cas du béton.....	42
Chapitre VI	ANALYSE DES RESULTATS.....	45
6.1	Caractéristiques du barrage et propriétés des matériaux.....	45
6.2	Comportement de l'arc encastré et du mur console.....	48
6.3	Analyse statique du barrage.....	49
6.3.1	Méthode utilisée pour tracer la distribution de contraintes.....	50
6.3.2	Analyse des contraintes globales.....	50
6.3.2.1	Variation de σ_x (contrainte amont aval).....	50

6.3.2.2	Variation de σ_y (contrainte verticale)	53
6.3.2.3	Variation de σ_z (contrainte flanc flanc)	54
6.3.3	Analyse des contraintes principales	55
6.3.3.1	Variation de σ_1	55
6.3.3.2	Variation de σ_3	60
6.3.3.3	Variation de la contrainte de VON MISES	60
6.3.3.4	Variation du cisaillement maximal dans le barrage	63
6.4	Analyse dynamique du barrage	65
6.4.1	Analyse modale du barrage	65
6.4.2	Contraintes dues à la force hydrodynamique	72
Chapitre VII	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	75

ANNEXES

I-	Résultats d'analyse: contraintes globales et principales	$\overline{I}_1 - \overline{I}_{10}$
II-	Déplacements des noeuds	$\overline{II}_1 - \overline{II}_5$
III-	Fréquences de vibration du barrage	$\overline{III}_1 - \overline{III}_5$
IV-	Comportement de l'arc encastré et du mur console: courbes iso-contraintes	$\overline{IV}_1 - \overline{IV}_{10}$

Bibliographie

- [1] IMAGES-3D - Technical Reference Manual (version 2.0)
- [2] IMAGES-3D - Manuel d'utilisation
- [3] Les barrages en voûte mince: étude sur l'action de coque et l'effet de torsion. Par J. LOMBARDI
- [4] DANIEL-JOHNSON DAM
Ingeneering review study - Final report. Par HYDRO-QUEBEC
- [5] Barrage DANIEL-JOHNSON
Etudes structurales complémentaires. Par HYDRO-QUEBEC
- [6] Le barrage de MANANTALI. Par l'O.M.V.S
- [7] Technique des barrages en aménagement rural
Direction de l'aménagement (QUEBEC)
- [8] Cours de résistance des matériaux. Par BAZERGUI
- [9] Travaux maritimes. Tomes 1 & 2
Par J. CHAPON
- [10] Encyclopédie d'analyse des contraintes.
Par Jean AVRIL
- [11] The finite element method (Vol.1 4° édition)
O. C. ZIENKIEWICZ et R.L TAYLOR

Au seuil de ce XXI^e siècle, les problèmes causés par le manque d'eau se posent avec de plus en plus d'acuité. La sahélisation progresse à grands pas vers les côtes malgré les moyens non négligeables immobilisés pour endiguer le phénomène. On assiste ainsi à une concentration des populations dans les zones les mieux arrosées, ce qui augmente la demande en eau et crée des problèmes d'hygiène dans ces zones jadis clémentes. Une analyse plus poussée du problème montre que les populations souffrent beaucoup plus de la mauvaise répartition des eaux dans le temps que de leur rareté. Tenez par exemple qu'il tombe annuellement autant d'eau à OUAGADOUGOU qu'à PARIS. Et pourtant on ne peut se permettre de comparer les problèmes de manque d'eau dans ces deux localités du ...même globe. On s'aperçoit donc de la nécessité de trouver les voies et moyens pour maîtriser l'eau afin d'en assurer une répartition plus homogène pour le grand bien de nos populations. D'autre part, l'importance croissante prise par les aménagements hydroélectriques dans l'économie de chaque pays, ainsi que l'ampleur du développement de l'industrie électrique, impliquent une utilisation très poussée de la force naturelle de l'eau.

Pour l'une et/ou l'autre de ces raisons, l'ingénieur est appelé à concevoir des aménagements pour subvenir aux besoins des populations. Ces aménagements sont très variables allant de simples digues jusqu'aux barrages les plus gigantesques. Le choix dépend d'une multitude de facteurs dont:

- la nature des besoins,

- les moyens disponibles,
- la topographie du terrain,
- les données hydrologiques et géotechniques,...

De tous les aménagements possibles, le barrage-voûte jouit actuellement d'une faveur grandissante grâce aux avantages qu'il offre par rapport aux autres. En effet, malgré la complexité des questions de statique soulevées par le calcul des barrages en voûte, des théories ont été élaborées et permettent à l'heure actuelle, de se faire une idée assez précise sur le comportement du barrage-voûte. De plus, la technique du béton s'est développée à tel point que le barrage-voûte inspire une confiance de plus en plus grandissante. Aussi, la technique de construction de ce type de barrage permet-elle de profiter considérablement des capacités géotechniques du sol en place. De plus, sur le plan économique, le barrage-voûte permet de réaliser un gain appréciable sur la quantité de béton utilisée.

Le barrage-voûte est un ouvrage qui prend appui sur le fond en même temps que sur les flancs de la vallée et qui, en plan, est plus ou moins arqué. Les méthodes de calcul structural sont très variées allant des formules du tubes à la théorie des coques qui semble aujourd'hui être la plus exacte. Mais les staticiens hésitent à croire que cette théorie puisse s'appliquer à des cas pratiques. En ce qui concerne l'évolution temporelle de ces méthodes, BAZAUT et BOSSHARD nous apprennent que les premiers constructeurs de barrage-voûte les considéraient comme composés d'anneaux horizontaux et indépendants reportant la pression de l'eau sur les flancs de la vallée. Et aujourd'hui encore, certains

continuent de préconiser la vérification de l'arc indépendant comme condition de stabilité du barrage-voûte. Mais nous nous devons ici de signaler que même à l'intérieur de cette approche, il existe plusieurs variantes. Certains ingénieurs, insatisfaits par cette méthode d'arcs indépendants, ont mis au point une approche prenant en compte non seulement l'approche de l'arc indépendant mais aussi établissant la continuité de ces arcs à travers des éléments verticaux nommés consoles. Ensuite, on a la méthode de COYNE, analogue à la précédente, mais qui considère des arcs plongeants et leur attribut une part de la pression hydrostatique. Une méthode plus récente est celle du "Trial load", mise au point par les américains et qui permet la prise en compte de multiples forces hyperstatiques et d'établir aussi l'intégrité de la coque que constitue le barrage-voûte. Toutefois, en raison de sa complexité, cette méthode n'a été appliquée qu'à un petit nombre de grands barrages américains.

D'un point de vue général, on ne saurait attribuer trop d'importance au choix de la méthode de calcul. Que l'on compare en effet les barrages de divers pays, on se trouvera en présence d'un certain nombre de styles bien définis. Cette ordonnance, surprenante, est l'expression d'une correspondance entre le style et la méthode de calcul. On peut alors se demander si la méthode de calcul a été déterminée par la forme du barrage ou si cette forme est fonction de la méthode de calcul. En réalité, forme et méthode réagissent simultanément l'une sur l'autre.

Dans ce travail, nous analyserons, dans un premier temps, le comportement de l'arc encastré en le modélisant par des éléments de

type plaque et solide. Nous en ferons de même pour le modèle console. Ensuite, nous établirons la continuité du barrage-voûte en reliant les différents éléments entre eux. Notre objectif est de calculer les contraintes internes dans le massif et de déterminer les zones critiques ainsi que les surfaces de rupture possibles pour des sollicitations statiques et dynamiques. Cela permettra de prendre les dispositions techniques nécessaires pour assurer la stabilité du barrage.

L'implantation d'un barrage entraîne inéluctablement des perturbations morphologiques dans la zone et, si on ne prend pas les mesures adéquates, elle peuvent engendrer des catastrophes. C'est pourquoi il importe pour l'ingénieur de mener des études préliminaires lui permettant de maîtriser les paramètres techniques devant le guider dans le choix du site approprié. Dans cette optique, un levé topographique détaillé de la vallée, une étude géologique de surface, une étude géotechnique et une évaluation des apports d'eau à partir d'observations locales sont généralement requis.

2.1- ETUDES TOPOGRAPHIQUES

Avant le choix du site, on doit précéder à un levé de petite échelle permettant d'étudier la faisabilité du projet et de choisir le site approprié. En général, on pourra se contenter d'une carte au (1/50000). L'objectif d'une telle étude est de délimiter le bassin versant hydrologique et de repérer les détails les plus importants existants dans la vallée. Il importe de localiser les zones habitées pouvant être affectées par l'aménagement et de prévoir les dispositions techniques qui s'imposent.

Une fois le site choisi, on doit faire des levés plus détaillés permettant une meilleure connaissance de la topographie du terrain afin d'une bonne implantation du barrage. Il est recommandé de recueillir à ce niveau le maximum de renseignements possibles. Selon la complexité du travail, les échelles de levés pour le site du barrage peut varier entre (1/500) et (1/1000).

2.2- ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

Le volume utile du réservoir de retenue est fortement tributaire des propriétés géologiques et géotechniques du sol en place. En effet, aussi bien la perméabilité, la cohésion que la stratigraphie des formations géologiques influencent la capacité de rétention de l'eau dans le réservoir du barrage. On mesure donc toute l'importance des études géologiques et géotechniques avant l'implantation du barrage. Ces études ont pour but de déterminer les paramètres concernant:

- la stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations de l'ouvrage,
- l'étanchéité de la cuvette de retenue et la stabilité de ses versants,
- l'existence et la caractérisation des matériaux nécessaires à la construction du barrage,
- la pérennité de la retenue et la qualité de ses eaux.

Les méthodes utilisées vont des enquêtes et études sur des documents existants aux sondages et essais en laboratoire, en passant par les travaux de reconnaissance. On ne saurait conseiller ici une échelle de travail mais on l'ingénieur doit toujours chercher à avoir le maximum de détails permettant d'atteindre les objectifs du projet.

2.3- ETUDES HYDROLOGIQUES

La finalité d'un barrage est de stocker de l'eau pour un ou plusieurs usages. Il est donc primordial d'estimer les apports possibles afin de les comparer aux besoins. Ces apports sont composés non seulement des eaux de cours d'eau mais aussi des eaux

de ruissellement du bassin hydrologique et, dans quelques cas, des eaux du bassin hydrogéologique. Il importe donc de délimiter ces bassins et de bien maîtriser cryologie de la zone concernée.

En dernier ressort, notons qu'il est très important de mener les études par étape. Il serait insensé de se lancer dans des études trop poussées sans s'assurer au préalable de la faisabilité du projet, laquelle ne nécessite que des études sommaires.

Chapitre 3 TYPES DE SOLLICITATIONS D'UN BARRAGE

Comme son nom l'indique, un barrage est une construction edifiée au travers d'une vallée pour des fins plus ou moins divers. En tant que tel, il est soumis à des forces de nature diverse et complexe. Nombre de ces forces sont encore mal connues et sont jusqu'à présent déterminées par des méthodes empiriques ou semi-empiriques. Cependant, on est arrivé à les classer en deux catégories distinctes: les forces d'origine statique et celles d'origine dynamique couvrant aussi bien les effets de la houle que du tremblement de terre.

3.1- SOLLICITATIONS STATIQUES

Les forces de nature statique peuvent être groupées en quatre (4) catégories.

3.1.1- Poussée des eaux et des sédiments saturés

La pression de l'eau sur le barrage est l'une des principales forces qui le sollicitent. La pression hydrostatique varie linéairement de la pression hydrostatique à la surface de l'eau jusqu'à un maximum au fond du cours d'eau. A une profondeur h on a:

$$P_h = \tau_w \cdot h \quad \text{où}$$

τ_w est le poids volumique de l'eau.

Du fait de la variation de la profondeur dans le bassin, cette force n'est pas constante dans le temps. Dans la conception d'un barrage les calculs doivent être faits pour la profondeur maximale prévue par les investigations hydrologiques.

Pour la modélisation de ces forces dans ce projet, nous admettons pour les éléments de type solides une pression constante égale au

maximum s'exerçant sur chaque élément. Cette approche est sans doute un peu trop sécuritaire mais elle permet de se mettre à l'abri de toute surprise désagréable. Ainsi donc une section verticale sera soumise à un profil en escaliers telle qu'illustré ci-dessous.

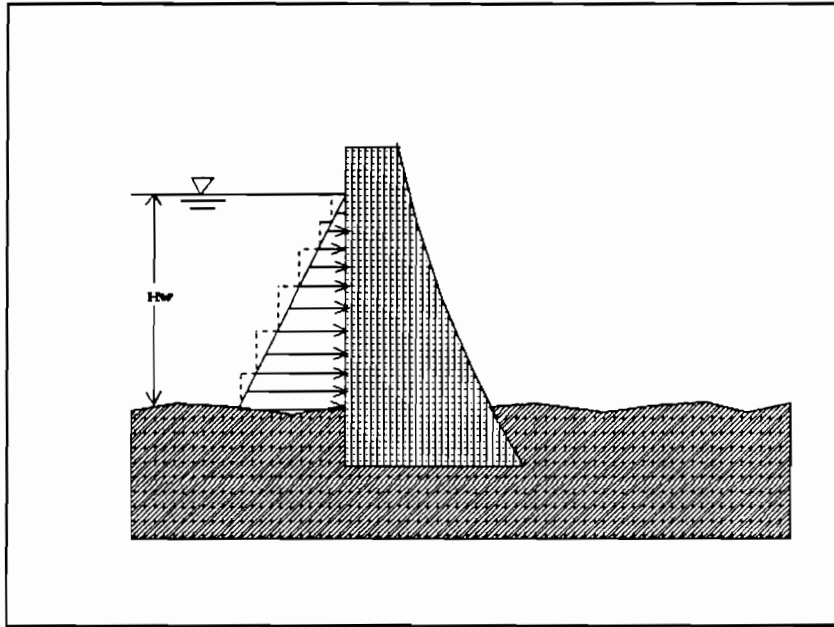


Fig 3.1: Modélisation de la pression hydrostatique

La poussée des terres est une force de même nature que celles hydrostatiques. Ici, les sédiments qui se déposent suite aux conditions favorables de décantation engendrées par l'ouvrage exercent sur le parement amont du barrage une poussée active et les conditions sont remplies, dans le cas d'un barrage cylindrique, pour appliquer les formules de RANKINE [7]:

$$P_a = \tau_s \cdot h \cdot \tan(45 + \phi/2) \quad \text{où,}$$

ϕ est l'angle de frottement interne du sol

τ_s , le poids volumique des sédiments saturés.

Dans les calculs, nous considérons $\phi = 10$ et $\gamma_s = 18.1 \text{ kN/m}^3$, valeurs fournies dans la littérature. Aussi, le modèle sera t-il identique à celui qui précède mais il s'étend seulement sur la hauteur de dépôt des sédiments.

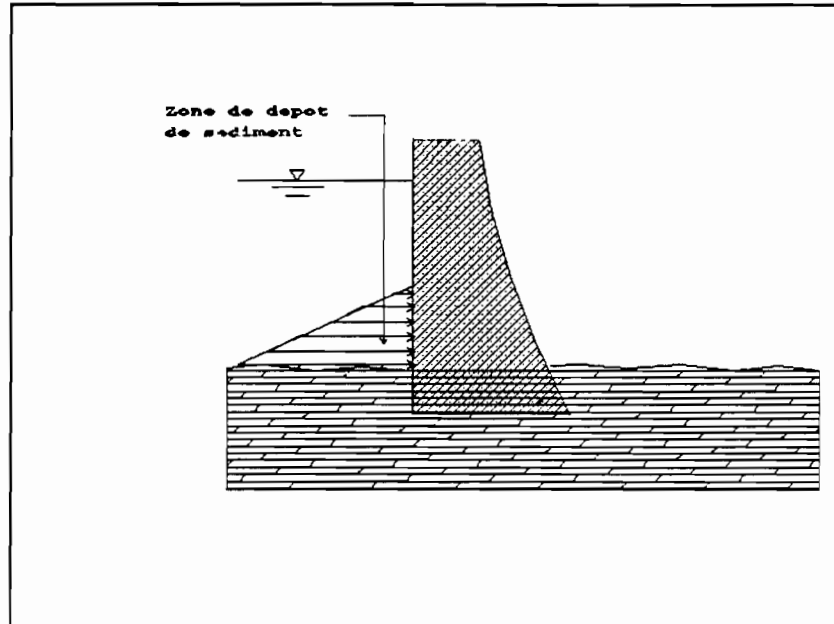


Fig 3.2: Modélisation de la poussée des sédiments

3.1.2- La sous-pression

Lorsque la porosité du sol de fondation le permet, l'eau y pénètre et il en résulte une distribution trapézoïdale de pression à la surface de la base du barrage.

Cette sous-pression a tendance à soulever le barrage et à le tourner autour de la ligne aval de la base du barrage. On comprend dès lors que les constructeurs conçoivent des ouvrages pour diminuer la sous-pression. Les ouvrages les plus employés sont les drains hydrauliques qui sont des points de cassure permettant de faire chuter la sous-pression. On utilise aussi très souvent des

~~Plaqueaux d'étanchéité en amont à la base du barrage.~~

Dans le cas spécifique d'un barrage-voûte, et en admettant qu'il n'y a pas d'eau en aval, le diagramme des sous-pression est triangulaire.

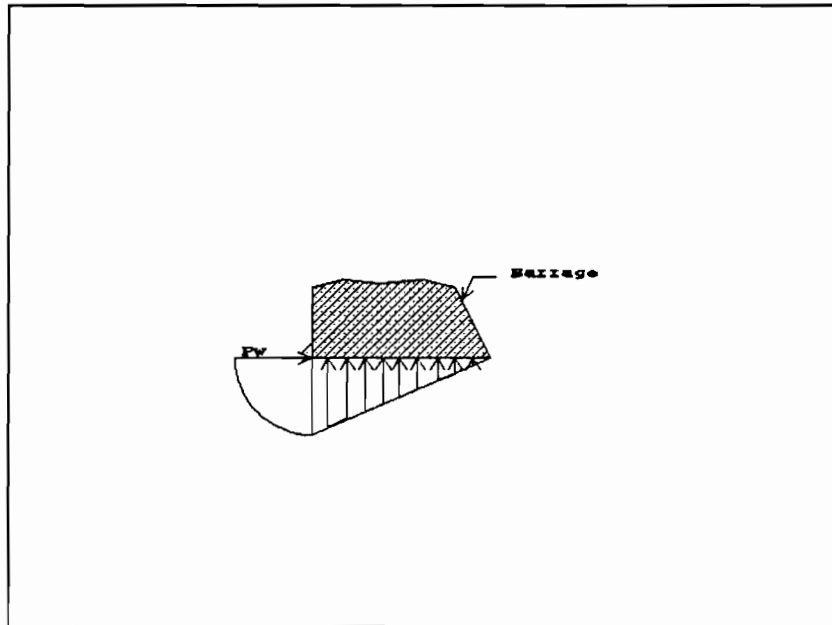


Fig 3.3 : Modélisation de la sous-pression

3.1.3- Poids propre du barrage

Le poids propre du barrage agit comme une force stabilisante. Son module dépend de la nature du béton. Dans l'analyse que nous faisons, le logiciel le prendra en compte dans la rubrique "GENERATE GRAVITY LOADS". Le poids volumique sera estimé à 25kN/m³.

1.4- Variation de température et tassement

Le barrage-voûte étant une structure fortement hyperstatique, les variations de température et les tassements sont sources de contraintes dans le massif du barrage. De plus, les variations de température peuvent modifier les propriétés intrinsèques du béton. Il est donc important, surtout dans les pays à fortes variations de température, de prendre en compte les effets thermiques.

Quant aux tassements, ils ont pour origine un mauvais compactage du sol d'assise (non homogène ou insuffisant). Le cas le plus dangereux est causé par des tassements locaux ou différentiels qui peuvent entraîner une destruction totale du barrage.

En dehors de ces forces, il en existe d'autres, de nature statique mais de moindre importance ou du moins, dont la considération n'est pas pertinente dans un climat comme le notre. Toutefois, leur prise en compte ne pose aucun problème. On pourrait aussi avoir des surcharges sur le barrage: voies de circulation, poste de commande, etc...

3.2- Sollicitations dynamiques

Dans certaines conditions d'écoulement dans le cours d'eau, le barrage peut être soumis à des forces de nature statique qui dépassent parfois de plusieurs fois celles statiques. De plus ces effets statiques s'ajoutent aux effets statiques de telle sorte que leur prise en compte est indispensable dans le design. Pour mieux appréhender l'effet des forces dynamiques, il est opportun de procéder à une analyse dynamique séparée pour s'assurer une bonne marge de sécurité vis-à-vis des vitesses et accélérations

engendrées.

3.2.1- La houle, les vagues et le vent

Sous l'effet du vent, la surface de l'eau est constamment déformée. On assimile, en première approximation, la déformation de la surface de l'eau à une sinusoïde. Lorsque la cambrure H/L des vagues ainsi générées atteignent une valeur critique (0.142) elles deviennent instables et s'écrasent contre le parement, générant ainsi une grande perte d'énergie. Si l'ouvrage se situe dans la zone de déferlement, il est soumis à des forces dynamiques. Ces forces, qui sont de courte durée (environ 1/10 seconde), résultent de l'emprisonnement des poches d'air entre la structure et la houle. Présentement, la méthode la plus utilisée a été proposée par MINIKIN qui stipule que la pression dynamique est concentrée près du niveau de repos et est donnée par la formule:

$$101 ((\tau.H_b)/L') \cdot (h/h') \cdot (h+h') \quad \text{où,}$$

H_b est la hauteur de l'onde déferlante sur la structure,

h , la profondeur de l'eau à la structure,

h' , profondeur de l'eau à une longueur d'onde plus au large,

L' , la longueur d'onde à une longueur d'onde plus au large.

La courbe de distribution de pression est admise comme décroissant de chaque côté du niveau de repos, suivant une parabole jusqu'à zéro (0) à une distance de $H_b/2$.

On peut admettre, dans le cadre d'une analyse par éléments finis une répartition triangulaire puis en escalier comme montré à la figure ci-dessous.

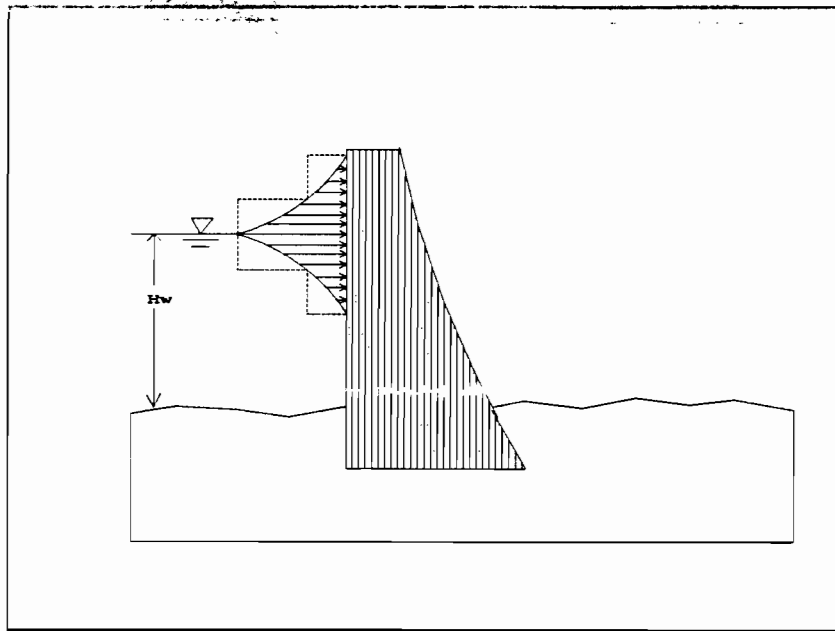


Fig 3.4: Modélisation de la pression dynamique de la houle.

On pourrait aussi considérer l'effet du vent sur le parement aval, mais notons qu'il agit dans le sens de la sécurité, tant qu'il ne dépasse pas les forces en amont - ce qui n'arrive presque jamais - ou lors des vidanges du réservoir. Dans tous les cas, dans notre analyse nous ne prendrons pas en compte ce type de force; toutefois sa prise en compte ne poserait aucun problème si une expertise l'exigeait.

3.2.2- Les efforts sismiques

Le mouvement de l'écosse terrestre crée à la base des structures une accélération horizontale et verticale qui, si les dispositions adéquates ne sont pas prises, peuvent conduire à la destruction totale de la structure. La nature aléatoire et variable de ce phénomène rend impossible tout calcul certain. Toutefois, il existe des méthodes d'analyse normalisées qui permettent de faire un

~~1.1.1.1.1~~ sign sécuritaire. On peut néanmoins noter que le mouvement désordonné de l'écosse terrestre se traduit par des forces d'inertie dues à l'accélération de la base. Le problème essentiel reste que les calcul sont faits sur un fondement probabiliste en fonction du spectre sismique prévu par les sismologues.

Avant de passer au calcul structuraux proprement dits, le problème essentiel à résoudre est la modélisation du barrage-voûte par éléments finis. En fait, comme nous l'avons signalé en amont, cette modélisation n'est pas dissociable de la méthode de calcul. IMAGES-3D offre plusieurs possibilités de modélisation, mais on doit garder à l'esprit que le résultat de l'analyse est d'autant plus précise que le modèle est proche de la réalité physique qu'est le barrage. C'est pourquoi, dans notre analyse nous travaillerons avec deux types d'éléments finis: éléments solides et éléments plaques.

Nous commençons d'abord par une présentation des techniques spécifiques qui permettent de passer des conditions réelles du terrain au modèle mathématique d'analyse.

4.1- Modèle élastique et conditions initiales

L'analyse faite ici est basée sur une étude d'élasticité. On pourrait se demander s'il est sensé de représenter le comportement d'un barrage en béton par celui de son modèle élastique. Mais nous faisons remarquer que même si le béton n'est pas un matériaux parfaitement élastique, il a un comportement linéaire lorsque les déformations sont suffisamment faibles, ce qui est du reste l'objectif visé lors de la conception. D'ailleurs, selon le professeur COLONETTI [3], l'étude d'un modèle élastique est utile même pour un corps non élastique car le comportement de celui-ci peut être obtenu par la superposition d' un état de co-action à la solution élastique. De plus, on peut contourner le problème de la non élasticité en imposant des conditions initiales adéquates ou en

faisant un calcul itératif. L'hypothèse élastique cesse donc d'être réalité physique pour devenir simple fiction de calcul.

4.2- Problèmes liés à la déformabilité du terrain

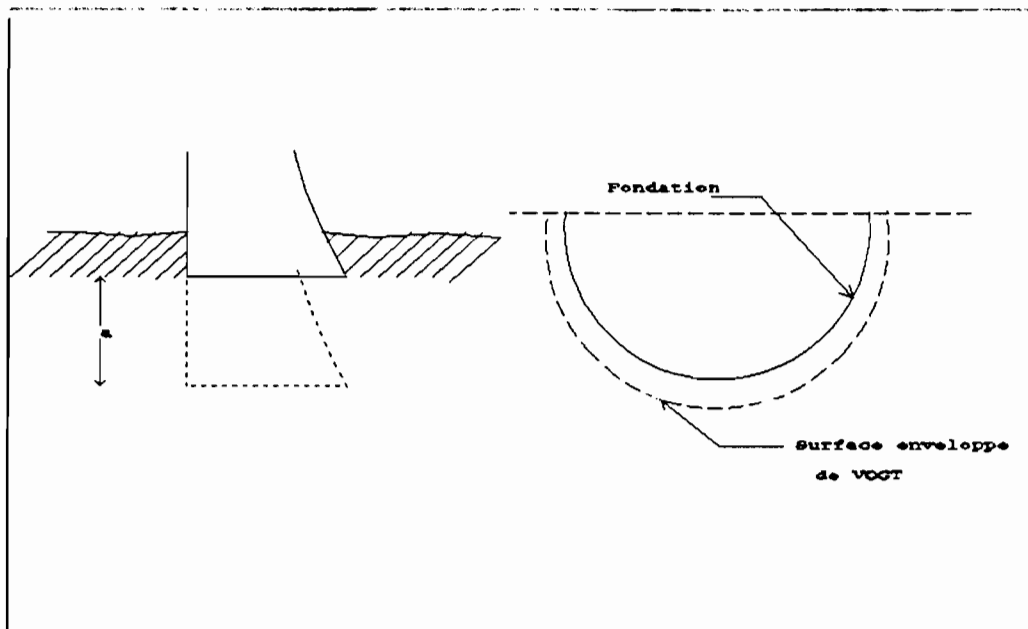
Du fait que la déformabilité du barrage-voûte est due en grande partie à ses liaisons avec le sol où il est "encastré", il apparaît important de bien étudier la déformabilité du sol de support. Plusieurs approches sont possibles. Dans ce travail, nous considérons une ou la combinaison des deux méthodes suivantes.

4.2.1- Hypothèse de l'encastrement parfait

Une première approche consiste à admettre que le barrage est parfaitement encasté dans sa fondation. Evidemment, il s'agit là d'une hypothèse purement théorique en ce sens que le terrain, quelles que soient ses propriétés géotechniques, subira toujours des déformations, aussi minimes soient-elles. Toutefois, dans ce projet nous ferons cette analyse dans l'optique de mesurer l'effet de la déformabilité du terrain sur les résultats.

4.2.2- Astuce de VOGT

En se basant sur des considérations mathématiques et physiques, VOGT a établi qu'il était possible de calculer un barrage-voûte encasté élastiquement dans un terrain comme s'il l'était totalement à une certaine profondeur sous la surface réelle de la fondation. Le problème qui s'est posé à nous est la détermination de cette profondeur fictive. Le problème est d'autant plus compliqué qu'à chaque degré de liberté est associé une profondeur spécifique. Mais, comme le recommande la pratique, nous admettrons, une profondeur de VOGT constante pour tous les degrés de liberté.



a)

b)

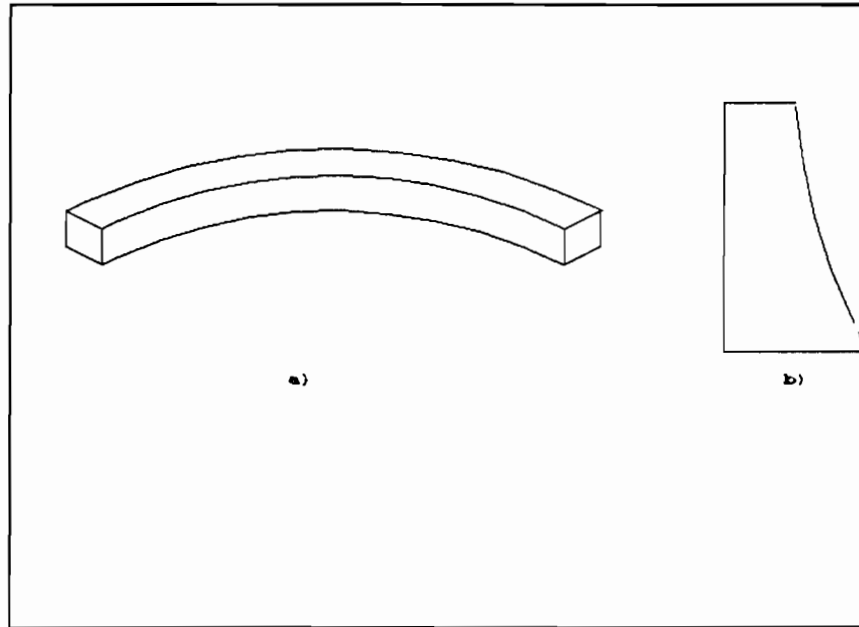
Fig. 4.1 : Profondeur de VOGT

4.3- Éléments unitaires d'analyse: arc encastré - mur console

Dans l'étude structurale d'un barrage-voûte, il est conseillé de vérifier, en plus de la stabilité globale du barrage entier, celle des arcs indépendants et des murs consoles. Cela permet de se mettre à l'abri de ruptures brusques dues à des fissures structurales et d'assurer la stabilité lors de la construction.

Les arcs encastrés permettent de tenir compte de la continuité dans le plans horizontal et de mesurer la contribution des flancs de la rive ou des contreforts. Quant au mur console, il traduit la continuité verticale et permet de bien voir la contribution de la fondation au fond de la rivière. Il faut toutefois avoir présent à l'esprit que ces calculs ne sauraient servir de base à un dimensionnement du barrage. Leur utilité se limite à la

verification de la stabilité des éléments constitutifs.



a) Arc encasté b) Mur console

Fig.4.2 : Eléments unitaires d'analyse

4.4- Eléments finis en IMAGES-3D

IMAGES-3D offre plusieurs modèles d'éléments finis allant des simples treillis aux éléments axi-symétriques. Dans notre analyse du barrage-voûte, les deux types d'éléments finis les plus appropriés sont les éléments plaques quadrilatéraux et les éléments solides.

4.4.1- Les éléments plaques quadrilatéraux

A l'intérieur de ce type d'éléments, on distingue encore plusieurs variantes. Nous utilisons ici les plaques flexibles (susceptibles de supporter la flexion). La plaque quadrilatérale est définie par quatre points nodaux I, J, K et L numérotés dans le même sens (horaire ou anti-horaire). Les axes locaux sont définis sur la figure 4.3. Chaque élément a cinq (5) degrés de liberté

par noeud: les translations X, Y, Z et les rotations autour de X et Y qui sont définis dans le système local. Ce type d'éléments finis peut être soumis à une pression constante ou variable perpendiculairement à sa surface ou à des charges latérales linéaires. L'état de contrainte est supposé plan et la convention de signe est illustrée ci-après.

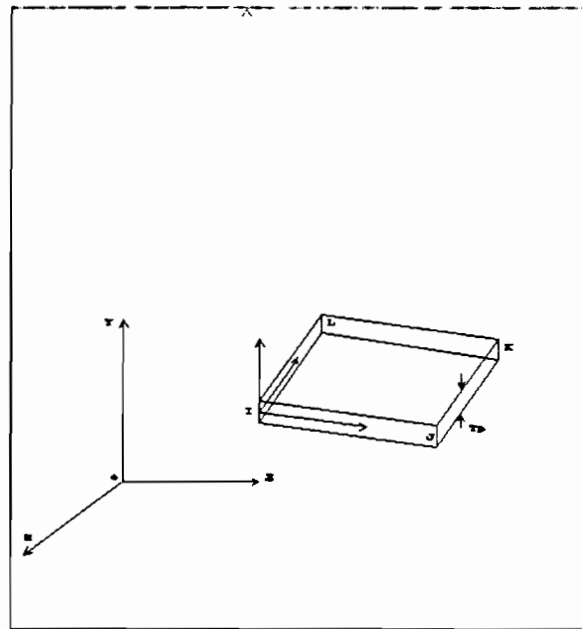


Fig 4.3 Eléments plaques

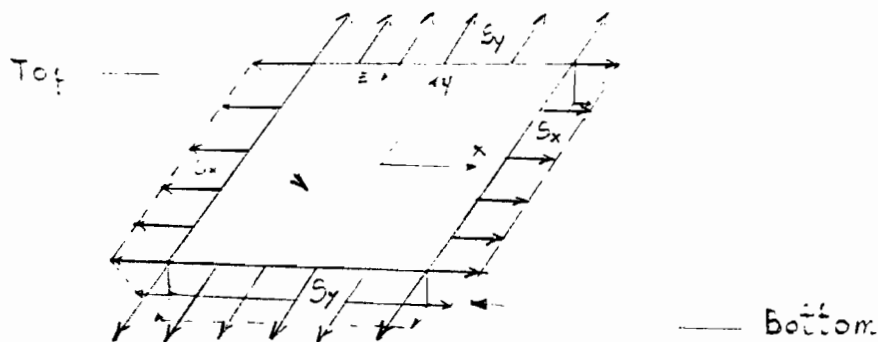


Fig 4.4 Convention de signes pour les contraintes

4.4.2- Eléments solides

Ce sont des formes prismatiques qui se répartissent en trois (3) variantes: les cubes, les coins et les tétraèdres. Dans notre

analyse nous ne prendrons en compte que la première variante car elle offre une plus grande facilité de manipulation et donne des résultats aussi précis que ceux donnés par les autres.

Les éléments cubiques possèdent seulement trois (3) degré de liberté: les trois translations. Donc ce type d'élément ne permet de calculer directement ni les moments d'encastrement ni les rotations subséquentes. Toutefois ces paramètres peuvent se déduire du calcul des forces nodales. Encore qu'il n'est pas nécessaire de se lancer dans ce genre de calcul puisque IMAGES-3D permet de calculer directement les contraintes internes, suffisantes pour l'analyse de la stabilité du barrage-voûte et de sa fondation. En effet, les contraintes globales, les contraintes principales ainsi que celles de VON MISES sont évaluées au centre de gravité de tous les éléments si on le désire. Aussi, IMAGES-3D permet de calculer la matrice des cosinus directeurs qui permet de transformer les contraintes du système global au direction principales.

Le modèle est représenté ci-dessous de même que la convention de signe pour les contraintes.

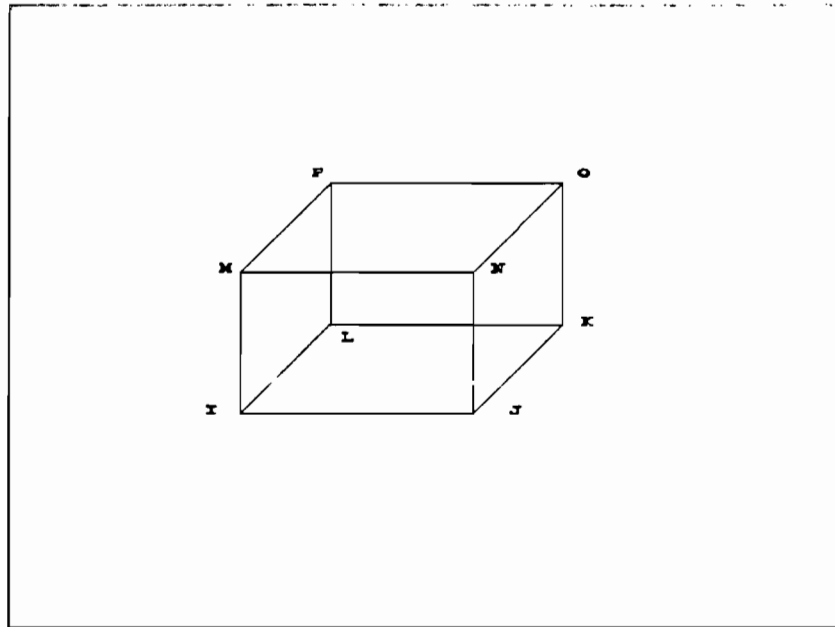
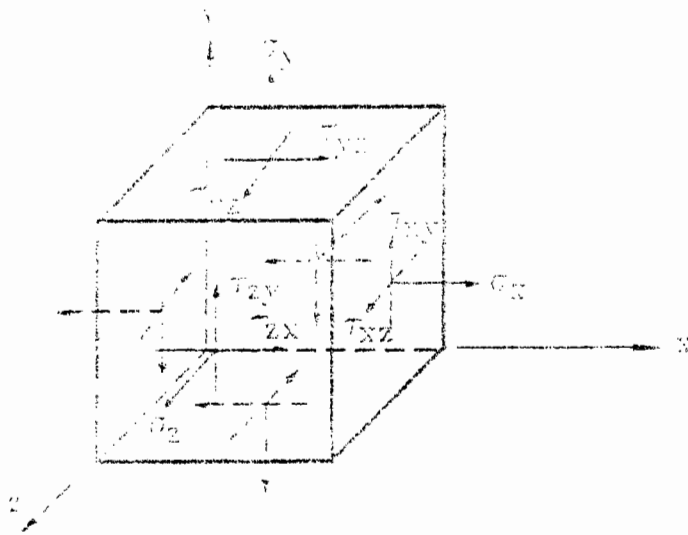


Fig. 4.5: Élément solide

Solid Elements



Sign convention for Solid Stresses

Fig. 4.6 : Convention de signe pour les élément solides

CRITERES DE DEFAILLANCE

Dans l'étude de la stabilité du barrage, on s'intéresse aux aspects suivants:

- stabilité générale au glissement,
- stabilité générale au renversement,
- stabilité vis-à-vis des contraintes internes.

Les deux premiers aspects sont relativement faciles à vérifier à partir des principes de base de la mécanique statique et dynamique. Quant au dernier aspect, il impose des calculs de structure plus laborieux ce qui justifie, la plupart du temps, l'utilisation de logiciels très puissants tel IMAGES-3D. Mais, étant donné que l'ordinateur ne fait que ce qu'on lui demande..., il importe de connaître la méthode de résolution et d'en vérifier la stabilité.

Dans cette partie, nous résumons les notions de base du calcul structural dans leur aspect théorique puis l'approche de résolution utilisée dans IMAGES-3D. Nous rappellerons également quelques éléments de Résistance des Matériaux relatifs au calcul des contraintes et aux critères de défaillance qui nous permettront par la suite de localiser les zones critiques du barrage.

5.1- Formulation de l'équation d'équilibre

L'équation d'équilibre générale de tout système mécanique peut être déduite d'une relation générale appelée principe de HAMILTON qui s'écrit:

$$\delta \int_{t_1}^{t_2} \dot{L} dt - \int_{t_1}^{t_2} \delta W_{nc} dt = 0 \quad (5.1)$$

où,

$L = T - V \equiv$ Lagrangien

$T \equiv$ énergie cinétique du système;

$V \equiv$ énergie potentielle du système;

$\delta W_{nc} \equiv$ variation du travail des forces non conservatrices.

La formulation de cette équation est basée sur des concepts énergétiques. Sous cette forme intégrale, le principe de HAMILTON est peu pratique. On a généralement recours à la forme intégrale de Lagrange:

$$d/dt (\delta T / \delta \dot{q}_i) + (\delta U / \delta q_i) - (\delta W_{nc} / \delta q_i) = \delta W_e / \delta q_i \quad (5.2)$$

où,

$U \equiv$ énergie élastique

$q_i \equiv$ degré de liberté

En fait cette équation est utilisée sous sa forme matricielle qui se libelle comme suit:

$$[M] \{Y''\} + [C] \{Y'\} + [K] \{Y\} = \{F(t)\} \quad (5.3)$$

où,

$[M]$ est la matrice de masse,

$[C]$, la matrice d'amortissement,

$[K]$, la matrice de rigidité,

$\{F(t)\}$, le vecteur de chargement et

$\{Y\}$, $\{Y'\}$ et $\{Y''\}$ les vecteurs correspondant aux déplacements,

vitesses et accélérations.

5.1.1- Analyse statique

Pour l'analyse statique l'équation d'équilibre se ramène à une

forme très simplifiée de la précédente. Dans ce cas, l'effet de la vitesse et de l'accélération est négligé et la force appliquée ne dépend plus du temps. On obtient:

$$[K] \{Y\} = \{F\}$$

Il existe plusieurs méthodes de résolution de cette équation. On peut ainsi calculer les déplacements, les forces nodales et les contraintes internes.

5.1.2- Analyse modale

Cette analyse consiste à calculer les fréquences propres de la structure et les facteurs de participation en posant dans l'équation générale $\{F(t)\} = \{0\}$ et en négligeant l'effet de l'amortissement. En fait, cette analyse est nécessaire avant de passer à l'analyse dynamique proprement dite. En pratique, pour des structures de type cadre, les modes les plus intéressants sont les quatre ou cinq premiers. Mais pour des structures complexes comme le barrage, on recommande de pousser l'analyse plus loin.

Pour un système à n masses ponctuelles on peut écrire:

$$\begin{aligned}
 m_1 \cdot Y_1 + k_{11} \cdot Y_1 + k_{12} \cdot Y_2 + \dots + k_{1n} &= 0 \\
 m_2 \cdot Y_2 + k_{21} \cdot Y_1 + k_{22} \cdot Y_2 + \dots + k_{2n} &= 0 \\
 \dots & \\
 \dots & \\
 \dots & \\
 m_n \cdot Y_n + k_{n1} \cdot Y_1 + k_{n2} \cdot Y_2 + \dots + k_{nn} &= 0
 \end{aligned}
 \tag{5.4}$$

où les k_{ij} représentent les coefficients de rigidité .

Dans l'hypothèse d'un mouvement harmonique, on peut écrire :

$$\begin{aligned}
 y_1 &= A \sin(\omega t + \phi) \\
 y_2 &= A \sin(\omega t + \phi) \\
 &\dots\dots\dots \\
 &\dots\dots\dots \\
 &\dots\dots\dots \\
 y_n &= A \sin(\omega t + \phi)
 \end{aligned}
 \tag{5.5}$$

En intégrant (4.5) dans (4.4) on obtient :

$$\begin{aligned}
 (k_{11} - m_1 \omega^2) \cdot A_1 + k_{12} \cdot A_2 + \dots + k_{1n} \cdot A_n &= 0 \\
 k_{21} \cdot A_1 + (k_{22} - m_2 \omega^2) \cdot A_2 + \dots + k_{2n} \cdot A_n &= 0 \\
 \dots\dots\dots & \\
 \dots\dots\dots & \\
 \dots\dots\dots & \\
 k_{n1} \cdot A_1 + k_{n2} \cdot A_2 + \dots + (k_{nn} - m_n \omega^2) \cdot A_n &= 0
 \end{aligned}
 \tag{5.6}$$

Pour que ce système harmonique admette une solution non triviale, il faut que son déterminant soit nul. Cela donne une équation de n degrés en ω^2 . En effet, on peut reformuler le système précédent comme suit :

$$\begin{aligned}
 [K] \cdot \{A\} - \omega^2 \cdot [M] \cdot \{A\} &= 0 \\
 \implies ([K] - \omega^2 \cdot [M]) \cdot \{A\} &= 0
 \end{aligned}$$

où $[M]$ dénote une matrice diagonale.

Les n solutions correspondent aux pulsations naturelles de la structure, ce qui permet de calculer les fréquences naturelles par la relation :

$$f = \omega / 2\pi$$

En revenant à la forme initiale de l'équation on a :

$$\begin{aligned}
 [K] \{A\} + [M] \{A''\} &= 0 \\
 \implies ([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = 0 &\implies ([I] - \omega^2 [M][K]^{-1}) \{A\} = 0
 \end{aligned}
 \tag{5.7}$$

On définit la matrice $[D] = [M][K]^{-1}$ et la relation précédente devient: $([I] - \omega^2 [D])\{A\} = 0$

ou encore $[D]\{A\} = 1/\omega^2 \{A\}$. Donc $1/\omega^2$ est la valeur propre

associée au vecteur propre $\{A_i\}$ par la matrice $[M]$.

Il existe une méthode itérative qui permet de converger vers la plus grande valeur propre. On obtient en utilisant cette méthode la plus grande valeur de w^2 qui correspond à la plus petite fréquence qui est la plus critique. En fait l'objectif de l'analyse est de déterminer les plus petites valeurs de la fréquence qui engendrent les plus grandes contraintes dans la structure.

Les autres valeurs peuvent être obtenues en considérant une nouvelle matrice $[D_m]$ telle que pour le r^e mode, on a :

$$[D_m]_r = [D] - \sum (\sigma_i / \mu_i) \cdot \{A_i\} \cdot \{A_i\}^T \cdot [M] \text{ avec}$$

$\mu_i = \{A_i\}^T \cdot [M] \cdot \{A_i\}$ et $\sigma_i = 1/w_i^2$ valeur propre calculée à l'étape i

Il faut signaler qu'il existe plusieurs sous-routine qui permettent de calculer les valeurs propres à condition que la matrice $[D]$ soit symétrique, ce qui généralement pas le cas. Toutefois, il existe des astuces qui permettent de rendre $[d]$ symétrique et de calculer par la suite les fréquences.

5.1.3 Analyse dynamique

Lorsque le système étudié reste dans le domaine élastique, la méthode des modes normaux permet de découpler les n équations de mouvement et de résoudre chacune d'elles comme un système équivalent ($[M]\{\ddot{Y}_i\} + [C]\{\dot{Y}_i\} + [K]\{Y_i\} = \{F_i(t)\}$) à 1 degré de liberté. On postule que $\{F_i(t)\} = \{F_{i1}\} \cdot f(t)$ où $\{F_{i1}\}$ est un vecteur de coefficient de force et $f(t)$ une fonction de temps qui demeure inchangée pour tous les degrés de liberté dynamiques.

On fait le changement de variable en de $\{Y\}$ à $\{\delta\}$ avec une

transformation du genre:

$$\{Y\} = [\Phi]\{\delta\} \text{ où } [\Phi] = [\{\Phi_1\}, \{\Phi_2\}, \dots, \{\Phi_n\}] \quad (5.8)$$

et Φ_i est le mode de vibration correspondant à la fréquence i .

Par substitution dans l'équation générale on obtient:

$$[M][\Phi]\{\delta_{..}\} + [C][\Phi]\{\delta_{.}\} + [K][\Phi]\{\delta\} = \{F_1\}f(t)$$

En pré-multipliant par $[\Phi]^T$, on a:

$$[\Phi]^T[M][\Phi]\{\delta_{..}\} + [\Phi]^T[C][\Phi]\{\delta_{.}\} + [\Phi]^T[K][\Phi]\{\delta\} = [\Phi]^T\{F_1\}f(t)$$

On note $[\Phi]^T[M][\Phi] = \Gamma M_\Gamma$ et

$$[\Phi]^T[K][\Phi] = \Gamma K_\Gamma \text{ matrices diagonales}$$

Pour que $[\Phi]^T[C][\Phi] = \Gamma C_\Gamma$ soit diagonale, on pose

$$[C] = \alpha[K] + 2\beta[M] \quad \text{=====>} \Gamma C_\Gamma = \alpha \Gamma K_\Gamma + 2\beta \Gamma M_\Gamma$$

En pratique, on prend $\alpha=0$ d'où $\Gamma C_\Gamma = 2\beta \Gamma M_\Gamma$ et l'équation découplée devient:

$$\Gamma M_\Gamma \{\delta_{..}\} + 2\beta \Gamma M_\Gamma \{\delta_{.}\} + \Gamma K_\Gamma \{\delta\} = [\Phi]^T\{F_1\}f(t) \quad (5.9)$$

Remarquons que $\Gamma K_\Gamma = \Gamma V_\Gamma \Gamma M_\Gamma$ avec:

$$\Gamma V_\Gamma = \begin{bmatrix} w^2 & & & \\ & w^2 & & \\ & & & \\ & & & w^2 \end{bmatrix}$$

L'équation (4.8) représente les n équations découplées en fonction de $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$. Pour chaque degré de liberté δ_r on aura:

$$\delta_r'' + 2\beta \delta_r' + w_r^2 \delta_r = \text{ligne } r \text{ de } \left(\frac{[\Phi]^T\{F_1\}f(t)}{M_r} \right) \quad (5.10)$$

et on peut ainsi calculer les inconnues δ_i et revenir au système $\{Y\}$ par la relation (4.7). A partir de ces valeurs on calcule les efforts internes et les contraintes engendrées.

5.1.4 Analyse sismique

D'après le Code National du Bâtiment (Canada), on peut calculer la

reponse sismique d'une structure en utilisant la méthode des modes normaux.

Considérons une structure sollicitée à sa base par une accélération $\{Y_s''(t)\}$. L'équation du mouvement s'écrit:

$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = [M]\{Y_s''(t)\}$ où $\{U\}$ est le vecteur déplacement relatif.

En posant $\{U\} = [\Phi]\{\delta\}$, on ramène l'équation à une forme analogue au (4.9)

$$\delta_r'' + 2\beta\delta_r' + w_r^2\delta_r = \text{ligne } r \text{ de } \left(\frac{[\Phi]^T[M][I]}{M_r} \right) \{Y_s''(t)\}$$

On définit le facteur de participation par:

$$\tau_r = \frac{\sum \Phi_{ri} m_i}{\sum \Phi_{ri}^2 m_i} \quad \text{d'où} \quad \delta_r'' + 2\beta\delta_r' + w_r^2\delta_r = -\tau_r Y_s''(t)$$

On montre que cette équation admet pour solution

$$\delta_r = (\tau_r Y_{so}'' \cdot ADC_r) / w_r^2 \quad \text{où,}$$

$ADC_r =$ Amplification dynamique de la charge.

$$\text{On évalue la valeur maximale} \quad \delta_{\max} = \tau_r S_d = \tau_r S_a / w_r^2 \quad (5.11)$$

S_a est l'accélération maximale absolue et

S_d le déplacement relatif maximal.

On pourra ainsi calculer les déplacements puis les contraintes internes.

5.2- Méthodes de résolution dans IMAGES-3D

IMAGES-3D (Interactive Microcomputer Analysis of General Elastic Structures) est un logiciel d'analyse par éléments finis. L'essentiel des difficultés qui attend l'utilisateur consiste à modéliser

convenablement la structure étudiée. Après cela, le logiciel utilise les principes énoncés ci-dessus pour évaluer les contraintes dans la structure.

- Analyse statique

Rappelons que l'équation d'équilibre statique se résume à:

$$[K]\{d\} = \{F\}$$

IMAGES-3D utilise un algorithme de colonne active pour stocker la matrice de rigidité sous forme compacte. Pour de grands systèmes, cette matrice est divisée en petits blocks. Pour minimiser l'espace mémoire occupé, IMAGES-3D utilise une routine de renumérotation. La matrice de rigidité n'est jamais inversée, ce logiciel utilise la décomposition de CHOLESKY, $[K] = [L][L]^T$ et les déplacements sont calculés en résolvant les équations:

$$[L]\{Y\} = \{F\}$$

$$\text{et } [L]^T\{d\} = \{Y\} \quad \text{où } \{Y\} \text{ est un vecteur auxiliaire.}$$

Pour un système non linéaire, le procédé de résolution utilise la méthode de NEWTON-RAPHTON:

$$\{d\}^{i+1} = \{d\}^i + \{\delta d\}^i \quad \text{avec}$$

$$\{\delta d\}^i = [K_t(\{d\}^i)]^{-1} (\{F\} - P(\{d\}^i)) \quad \text{où,}$$

$[K_t(\{d\}^i)]$ est la matrice de rigidité tangente à l'itération i ,

$\{d\}^i$, le vecteur déplacement nodal à l'itération i ,

$\{\delta d\}^i$, l'incrément de $\{d\}^i$,

$\{F\}$, le vecteur force appliquée et

$P(\{d\}^i)$, le vecteur force interne à l'étape i .

- Analyse modale

Avant de procéder à l'analyse dynamique, il est indispensable de faire une analyse modale afin de calculer les fréquences et les

modes propres représentatifs. IMAGES-3D utilise le processus de tridiagonalisation sans condensation de masse. On utilise la formulation dite " subspace iteration " ou celle de LANCZOS pour résoudre l'équation déjà formulée au (4.7):

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = 0$$

Notons qu'il y a autant de fréquences propres que de degrés de liberté nodaux mais en pratique on s'intéresse aux premières qui sont les plus représentatives et cette version (2.0) de IMAGES-3D autorise un maximum de quatre vingt dix (90) modes.

- Analyse dynamique

L'analyse dynamique est faite par le procédé de superposition des modes normaux. Après découplage, l'équation dynamique devient:

$$\ddot{a}_i(t) + 2\epsilon_i \omega_i \dot{a}_i(t) + \omega_i^2 a_i(t) = Q_i(t) \quad i=1,2,\dots,m$$

où ϵ_i est le rapport d'amortissement et

$$Q_i = [\Phi_i^T P(t)] / [\Phi_i^T M \Phi_i]$$

Pour un ensemble discret de temps, cette équation est résolue et la succession des solutions dans le temps constitue la solution dynamique du problème. On procède par la suite au calcul des efforts internes.

- Analyse sismique

Comme l'analyse dynamique, l'analyse sismique est basée sur la superposition des modes. IMAGES-3D procède d'abord au calcul des facteurs de participation :

$$PF_{ij} = \{\sum (X_{kj})_i W_{kj}\} / GW_i$$

n étant le nombre de noeuds,

$(X_{kj})_i$, la composante du vecteur déplacement pour le mode
 i correspondant au noeud k dans la direction j
 W_{kj} , le poids correspondant au noeud k dans la direction j
 $GW_i = \{X_i\}^T [W] \{X_i\}$ poids généralisé pour le mode i
 $[W]$ étant la matrice de masse et $\{X_i\}$, le vecteur
 déformation pour le mode i.

Le poids modal effectif du mode i dans la direction j se définit
 comme: $EMW_{ij} = GW_i PF_i PF_{ji}$.

La somme de cette grandeur permet de savoir si suffisamment de modes
 on été pris en compte pour l'analyse sismique. Une première étape
 de calcul consiste à déterminer les déplacements généralisés Q_{ij}
 pour le mode i dans la direction j:

$$Q_{ij} = [PF_{ij} A_{ij} g] / w_i^2$$

A_{ij} étant l'accélération (en unités de g) dans la direction j pour
 le mode i, pour le spectre donné. On calcule ensuite les
 déplacements nodaux généralisés et les accélérations nodales pour
 le séisme. Les déplacement suivant X, Y et Z sont ensuite combinés
 pour donner un déplacement global pour chaque mode. Il existe
 jusqu'à sept (7) approches pour la combinaison. Si ces déplacements
 sont stockés, on les utilise pour évaluer les contraintes internes
 pour le spectre donné. On pourra ainsi prendre des mesures
 techniques pour assurer la stabilité du barrage.

5.3 Généralités sur les contraintes

Par définition, une contrainte est une force par unité de surface.
 Lorsqu'une structure est soumise à un ensemble de forces externes,
 il se crée des efforts internes, sources de contraintes dans les
 éléments constitutifs. En pratique, il existe plusieurs cas où ces

contraintes se trouvent dans le même plan lequel cas, on parle d'état plan de contraintes. Mais, lorsque les contraintes sont réparties dans l'espace, on dira qu'on a un état généralisé de contraintes.

Considérons un élément de volume $\delta X, \delta Y, \delta Z$ soumis à un état plan de contraintes $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$.

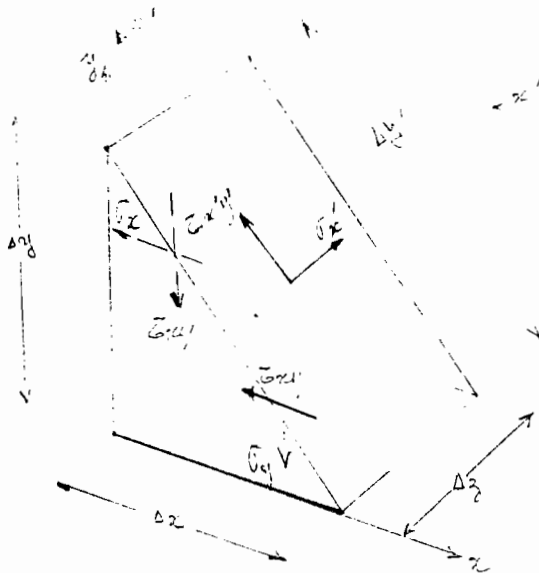


Fig 5.1 Contraintes sur un élément de volume

Les équations généralisées appliquées à cet éléments s'écrivent:

$$\Sigma F_{x'} = 0$$

$$\implies \sigma_{x'}(\delta Z \cdot \delta Y') - \sigma_x(\delta Y \cdot \delta Z) \cos\theta - \tau_{xy}(\delta Y \cdot \delta Z) \sin\theta$$

$$- \tau_{xy}(\delta X \cdot \delta Z) \cos\theta - \sigma_y(\delta X \cdot \delta Z) \sin\theta = 0$$

or $\delta Y = \delta Y' \cos\theta$ et $\delta X = \delta Y' \sin\theta$ donc

$$\sigma_{x'}(\delta Y') = \sigma_x(\delta Y') \cos^2\theta + 2\tau_{xy}(\delta Y') \cos\theta \cdot \sin\theta + \sigma_y(\delta Y') \sin^2\theta = 0$$

$$\implies \sigma_{x'} = \sigma_x \cos^2\theta + 2\tau_{xy} \cos\theta \cdot \sin\theta + \sigma_y \sin^2\theta = 0$$

$$\implies \sigma_{x'} = (\sigma_x + \sigma_y)/2 + ((\sigma_x - \sigma_y)/2) \cos 2\theta + \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta \quad (5.12)$$

On peut utilisé cette relation pour déduire σ_y , en remplaçant θ par

$(\theta + \pi/2)$:

$$\sigma_{y'} = (\sigma_x + \sigma_y)/2 - ((\sigma_x - \sigma_y)/2)\cos 2\theta - \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta \quad (5.13)$$

$$\Sigma F_{y'} = 0$$

$$\implies \tau_{x'y'}(\delta Z \cdot \delta Y') - \tau_{xy}(\delta Z \cdot \delta Y)\cos\theta + \sigma_x(\delta Z \cdot \delta Y)\sin\theta +$$

$$\tau_{xy}(\delta X \cdot \delta Z)\sin\theta - \sigma_y(\delta X \cdot \delta Z)\cos\theta = 0$$

$$\implies \tau_{x'y'}(\delta Y') - \tau_{xy}(\delta Y')\cos^2\theta + \sigma_x(\delta Y')\cos\theta\sin\theta + \tau_{xy}(\delta Y')\sin^2\theta - \sigma_y(\delta Y')\cos\theta\sin\theta = 0$$

$$\implies \tau_{x'y'} = -\tau_{xy}(\cos^2\theta - \sin^2\theta) - \sigma_x\cos\theta\sin\theta + \sigma_y\cos\theta\sin\theta$$

$$\implies \tau_{x'y'} = -(\sigma_x - \sigma_y)/2 \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \quad (5.14)$$

Comme on le constate, ces contraintes ne dépendent que de θ ; il existe une valeur de cet angle pour laquelle chaque contrainte atteint un extrémum appelé contrainte principale. En posant que la dérivée par rapport à θ est nulle, on a:

$$\sigma_1 = (\sigma_x + \sigma_y)/2 + \sqrt{((\sigma_x - \sigma_y)/2)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\text{et } \tan\theta_1 = 2\tau_{xy}/(\sigma_x - \sigma_y) \quad (5.15)$$

$$\sigma_2 = (\sigma_x + \sigma_y)/2 - \sqrt{((\sigma_x - \sigma_y)/2)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\text{et } \theta_1' = \theta_1 + 90^\circ$$

Notons que pour ces directions le cisaillement est nul: $\hat{\tau} = 0$

On a aussi:

$$\hat{\tau}_{\max, \min} = \pm \sqrt{((\sigma_x - \sigma_y)/2)^2 + \tau_{xy}^2} = (\sigma_1 - \sigma_2)/2 \quad (5.16)$$

et les contraintes normales sont:

$$\sigma_e = \sigma_d = (\sigma_x + \sigma_y)/2 = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$$

Pour l'état triaxial de contrainte, on démontre qu'il existe au moins trois axes principaux selon lesquels il n'y a aucun cisaillement et où les contraintes normales maximales ou minimales. On montre que ces contraintes principales sont solutions de

l'équation:

$$\begin{aligned} & \sigma^3 + (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \cdot \sigma^2 \\ & + (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x - \dot{\epsilon}_{xy}^2 - \dot{\epsilon}_{yz}^2 - \dot{\epsilon}_{zx}^2) \sigma + \\ & + (\sigma_x \sigma_y \sigma_z + 2\dot{\epsilon}_{xy}\dot{\epsilon}_{yz}\dot{\epsilon}_{zx} - \sigma_x \dot{\epsilon}_{yz}^2 - \sigma_y \dot{\epsilon}_{zx}^2 - \sigma_z \dot{\epsilon}_{xy}^2) = 0 \end{aligned}$$

Les contraintes maximale et minimale sont données par:

$$\sigma_{\max, \min} = [\max, \min] (\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$$

$$\text{et } \dot{\epsilon}_{\max, \min} = \pm(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})/2 \quad (5.17)$$

Le cercle de Mohr pour un état triaxial de contraintes est tracé ci-dessous et on montre que tout état de contraintes se trouve à l'intérieur de la zone hachurée.

Dans le design d'une structure, on calcule les contraintes principales qui sont comparées aux caractéristiques du matériau utilisé pour s'assurer que la structure pourra supporter les sollicitations sans rupture.

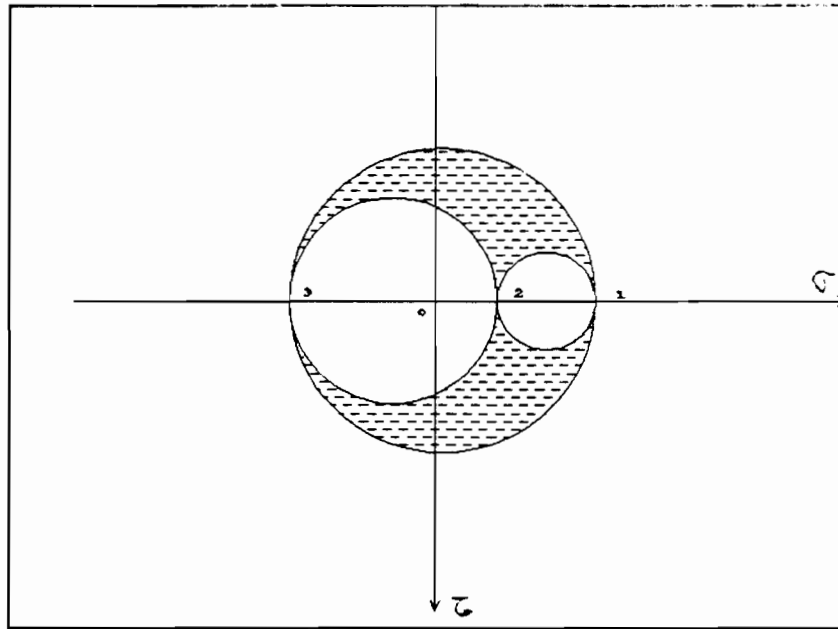


Fig 5.2 : Cercle de Mohr pour un état triaxial de contraintes

Dans le cas d'une expertise, il faut mesurer les contraintes suivant un système d'axes donné et calculer les contraintes principales par les formules développées ci-dessus. Il existe plusieurs méthodes de mesure des contraintes et le choix dépend de la géométrie de la structure et de la technologie disponible.

Citons parmi ces méthodes:

- les méthodes extensométriques,
- la méthode de rupture des revêtements fragiles,
- l'effet de birefringence accidentelles sur les matériaux transparents,
- effet optique des franges dues à la superposition de deux trames très fines dont l'une est déformée,
- la méthode des jauges électriques,

etc...

Les modes opératoires de de toutes ces méthodes sont largement exposés dans [10].

5.4- Critères de défaillance

Des critères de défaillance ont été établis par différents auteurs pour les matériaux ductiles. Mais on peut les élargir au matériaux non ductiles comme le béton en tenant compte des restrictions que nous imposent leurs caractéristiques de rupture. On distingue trois méthodes principales:

5.4.1- Critère de la contrainte normale maximale

Ce critère stipule que l'écoulement des matériaux intervient lorsque la contrainte maximale atteint une valeur limite S_y . On doit donc comparer les contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 à la valeur caractéristique du matériau pour déduire l'état de la structure. Toutefois, ce critère ne tient pas compte du mécanisme de rupture des matériaux ductiles et la pratique a montré qu'il donne des résultats trop larges pour être fiables. Ce critère n'est vraiment applicable que pour une gamme restreinte d'éléments structuraux.

5.4.2- Critère de cisaillement maximal de TRESCA

Pour un matériau ductile, la seule façon plausible de se déformer plastiquement est due au cisaillement et au mouvement des plans d'atomes, et ceci à volume constant. Or seule la présence de distortion peut expliquer le mouvement relatif de deux plan d'atomes. Donc c'est le cisaillement qui est à l'origine des ruptures.

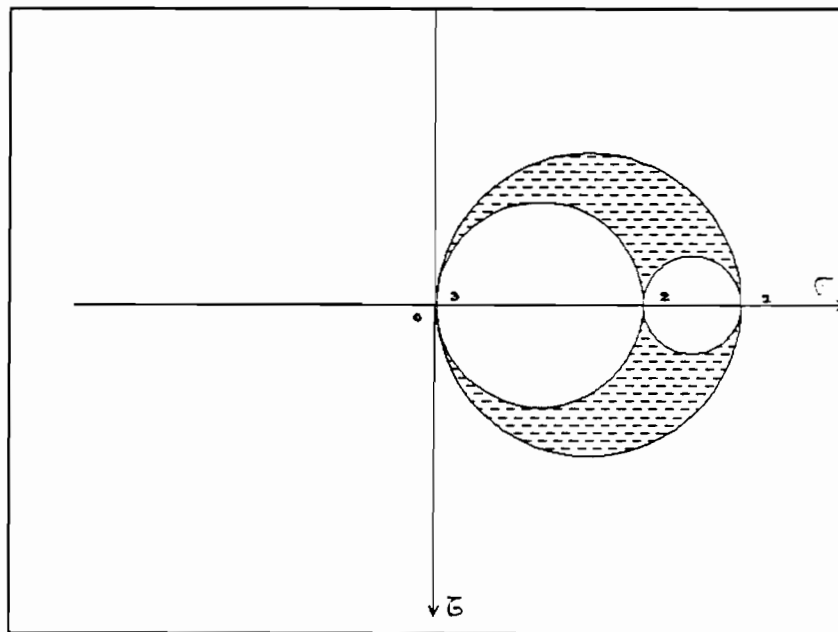
Partant de cette analyse, TRESCA stipule que "le debut de l'écoulement se produit lorsque la contrainte de cisaillement maximale atteint une valeur critique". En considérant le cas de la sollicitation axiale, on a:

$$\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_2)/2 = \sigma_1/2$$

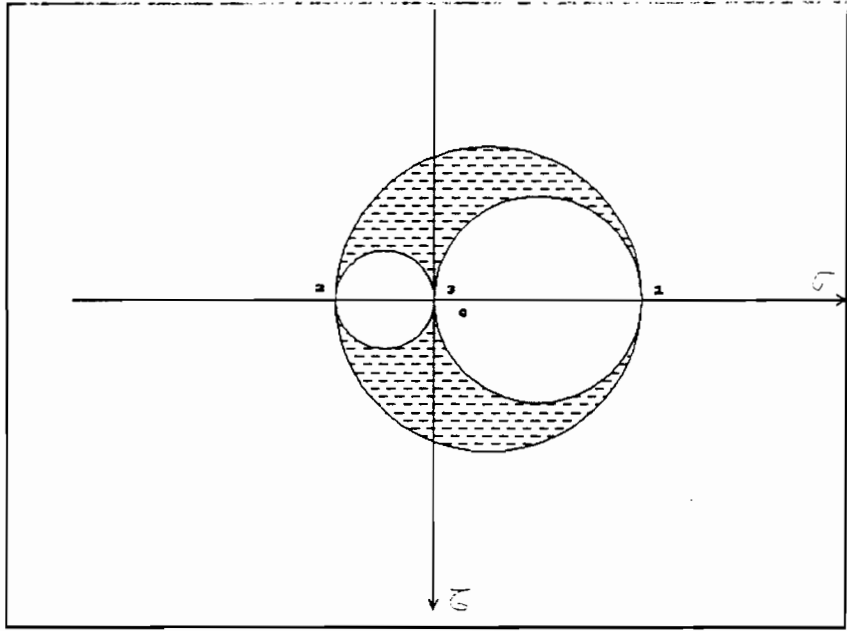
On sait que pour ce cas, il y a rupture si $\sigma_1 = S_y$. Donc la rupture intervient si $\tau_{\max} = S_y/2$.

De façon plus générale, $\tau_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})/2$ donc il y a rupture si $(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = S_y$ (5.18)

Pour l'état plan de contraintes, on peut illustrer graphiquement les trois cas suivant:



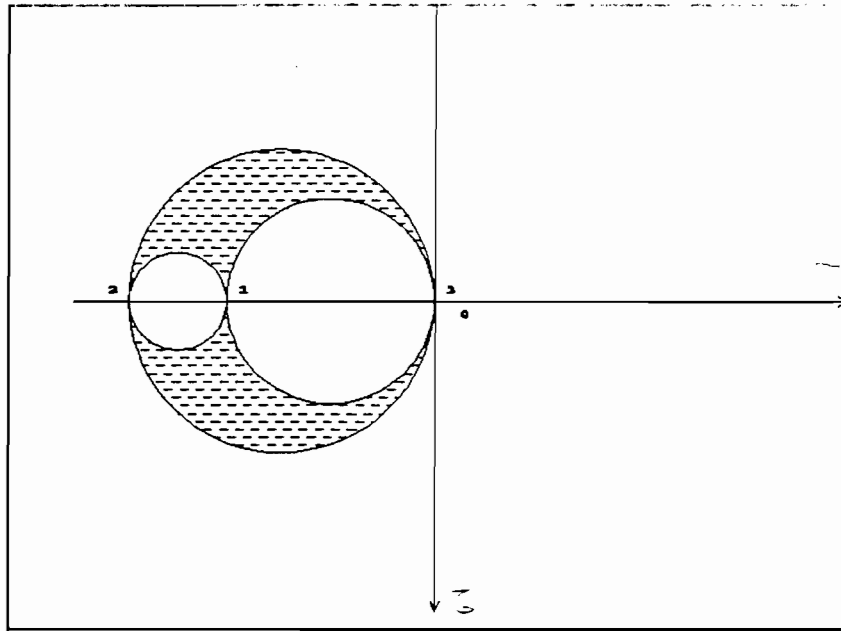
(a) $\sigma_1 > \sigma_2 > 0 \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{\sigma_1}{2}$



20

$$C_1 - C_2 = C_3$$

$$\Rightarrow K_{12} = \frac{C_1 - C_2}{C_3}$$

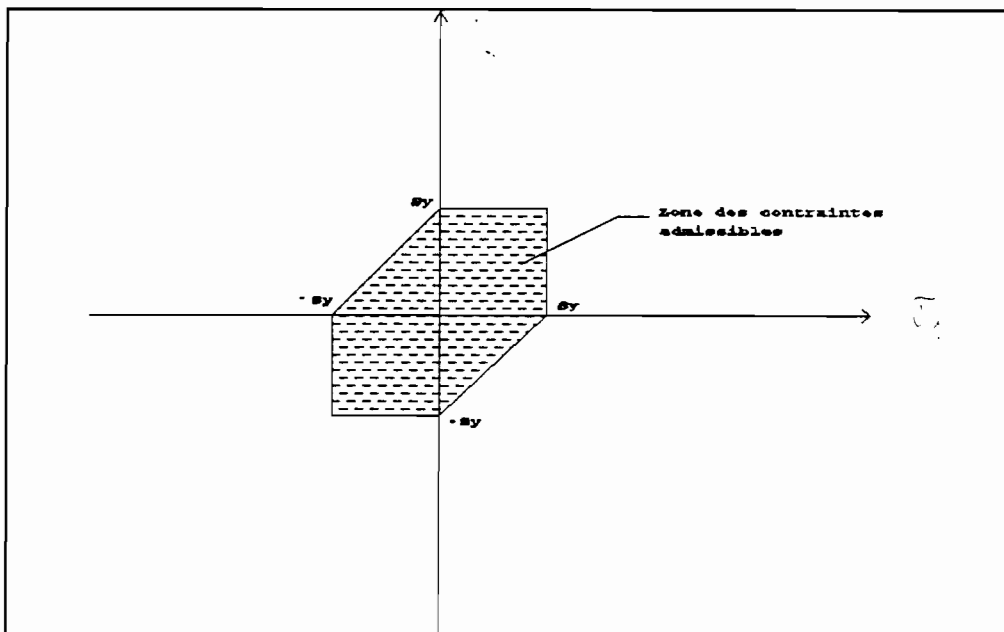


$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 0$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{max}} = -\frac{\sigma_1}{2}$$

Fig 5.3 Cercles de Mohr

Le critère de TRESCA peut être représenté par les figures suivantes selon qu'on a un état plan ou triaxial de contraintes.



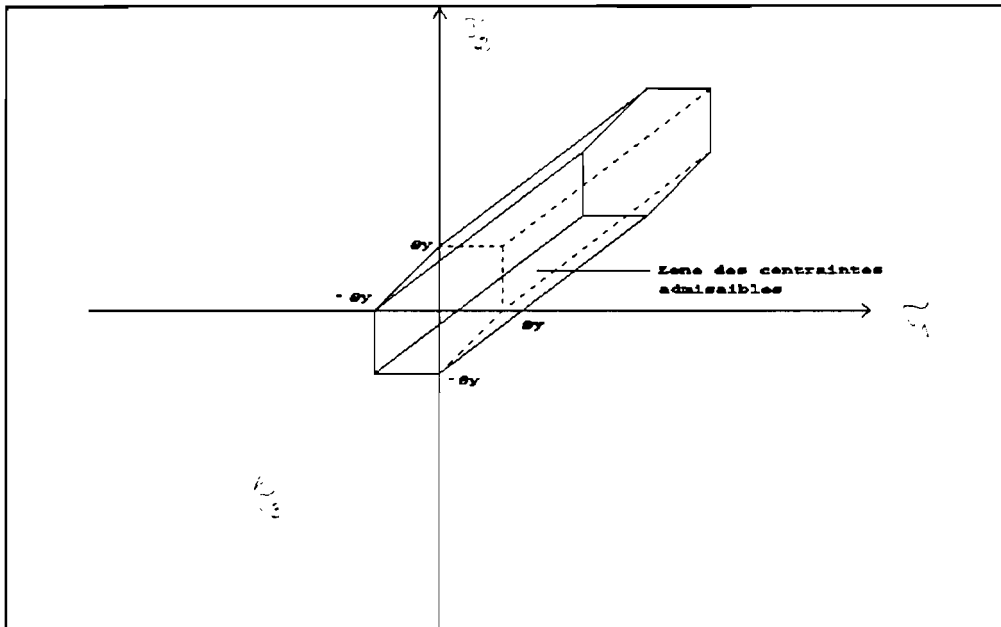


Fig 5.4 Représentation graphique du critère de TRESCA:

- a) 2D b) 3D

D'après ce critère, tout point situé à l'extérieur des courbes provoquera la rupture du matériau.

5.4.3- Critère d'énergie de distorsion maximale de VON MISES

Selon VON MISES " le début de l'écoulement se produit quand l'énergie de distorsion atteint une valeur critique".

pour un matériau ductile, l'énergie de distorsion par unité de volume est donnée par:

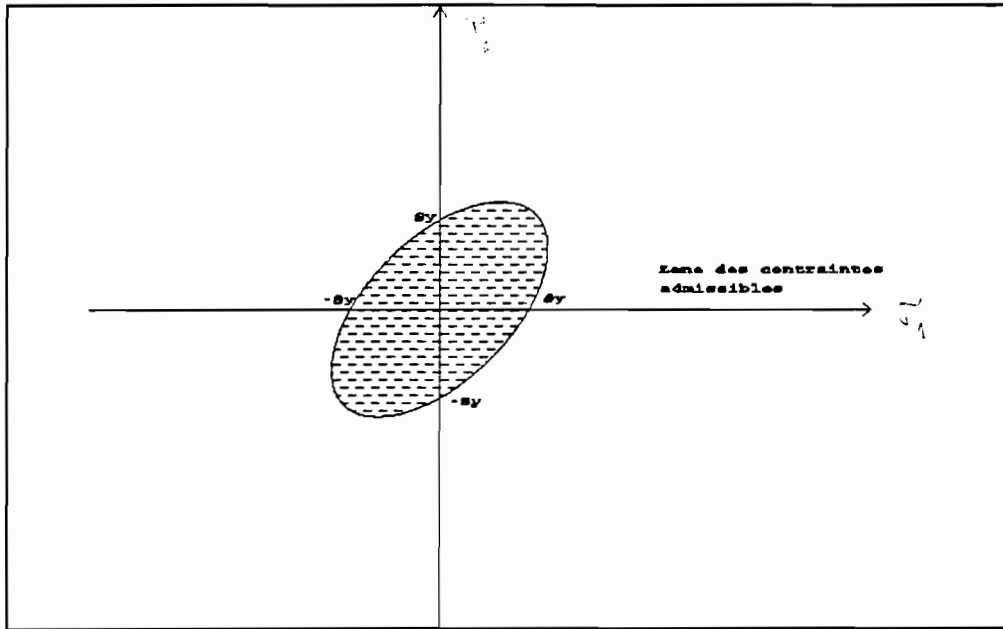
$$U_D = (1/12G) \{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \}$$

Pour une sollicitation uniaxiale, l'énergie de déformation maximale est égale à: $U_D^* = \sigma_1^2 / 6G = S_y^2 / 6G$

Par substitution dans la relation précédente, on obtient:

$$S_y = \sqrt{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 } / 2$$

Dans le cas de l'état plan de contraintes, on obtient l'équation d'une ellipse: $S_y^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2$



5.5 Représentation graphique du critère de VON MISES

Comme pour le critère de TRESCA, les points situés à l'extérieur de la courbe engendrent la rupture.

5.4.4- Le cas du béton

La théorie qui précède a été établie pour les matériaux élastiques et ductiles. Or le barrage est en béton, matériau très fragile et anisotrope et, en tant que tel, son écoulement est due à la croissance des nombreux microfissures présentes dans sa matrice. Toutefois on peut lui appliquer la théorie des matériaux ductiles car le béton est supposé travailler dans la zone des petites déformations et, au prix de quelques restrictions, on pourra l'assimiler à un matériau élastique.

Dans le présent travail, nous admettrons que la résistance à la traction du béton est nulle. Cette approche peut paraître trop

conservatrice quand on sait qu'un béton bien préparé peut admettre jusqu'à un méga Pascal (1MPa) sans fissurer. Mais cette mesure contribue à compenser les hypothèses énoncées ci-dessus. Par ailleurs, le béton offre une bonne résistance à la compression. Vues les conditions de mise en oeuvre et le niveau de maîtrise de la technologie du béton dans nos pays, nous admettrons une résistance de vingt cinq méga-Pascals (25 MPa).

Les critères de TRESCA et VON MISES appliqués au béton limitent le domaine des contraintes admissibles à la zone intérieure à la courbe suivante.

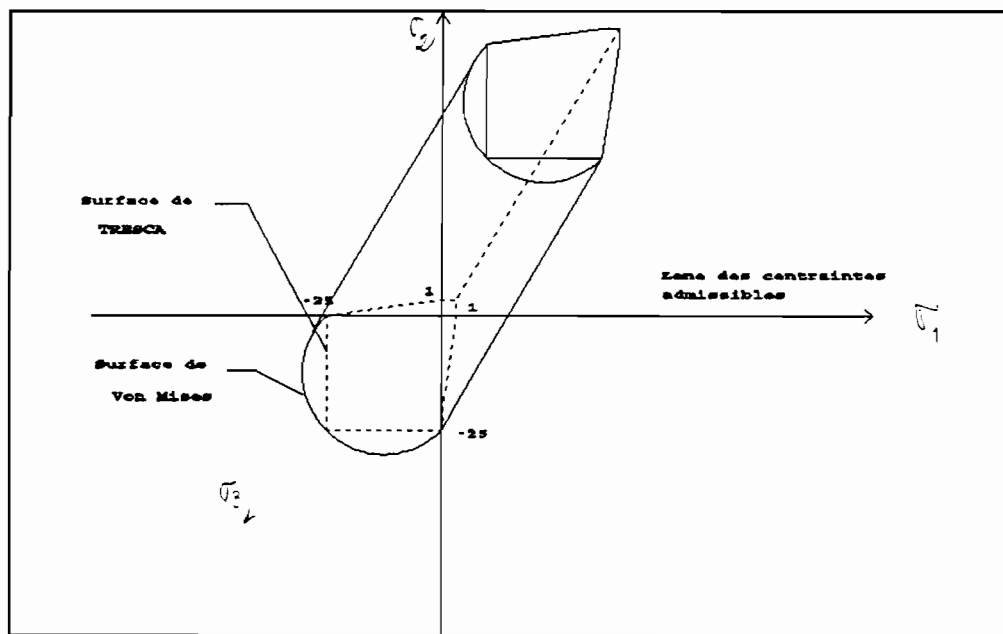


Fig 5.6 Critères de rupture modifiés pour le Béton

Il existe un autre critère dit critère de rupture de

DRUCKER-PRAGER qui se base sur la cohésion des matériaux fragiles et dont le fondement essentiel est la théorie de Mohr-Coulomb. Des développements mathématiques ont montré que ce critère équivaut à ceux qui précèdent mais il permet de prendre en compte la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau.

L'analyse des contraintes internes et l'interprétation qu'on en fait constituent à coup sûr la partie la plus importante d'un projet de construction de barrage. C'est donc ici que l'ingénieur doit faire appel à tout son génie afin d'assurer un bon design. Cette phase est d'autant plus importante que c'est sur la base des contraintes calculées qu'on jugera la nécessité ou non de prendre certaines dispositions techniques (armatures dans les zones tendues,...) pour assurer une bonne réponse du barrage aux sollicitations. Toute erreur à ce niveau pourrait s'avérer fatale et c'est pourquoi en général, ce travail est fait par plusieurs groupes autonomes.

Notons d'entrée que le travail que nous faisons dans le cadre de ce projet représente un modèle permettant, non pas de calculer les contraintes dans un cas de chargement réel, mais de les calculer dans un cas de chargement fictif choisi par l'auteur afin de localiser les zones en traction tout en préconisant des solutions techniques adéquates.

Avant de passer à l'analyse structurale proprement dite, commençons par présenter le modèle étudié.

6.1 Caractéristiques du barrage et propriétés des matériaux

Le barrage-voûte étudié est cylindrique, d'épaisseur variant de 2 mètres à la crête à 3 mètres à la base, arqué seulement dans le plan horizontal et encastré latéralement dans un massif de béton. Au fond de la vallée, nous utilisons l'astuce de Vogt avec une

profondeur de 5 mètres. La hauteur libre du barrage est de 16 mètres et nous admettons une profondeur d'eau de 14 mètres. L'angle d'ouverture est de 80 degrés pour un rayon moyen constant de 11 mètres. Il est discrétisé en 116 éléments finis de type solide linéaire dont les 80 premiers représentent le corps du barrage proprement dit, les 20 suivants sont utilisés dans l'astuce de Vogt et les 16 derniers représentent les encastremements latéraux. Ces caractéristiques géométriques sont consignées sur la figure 6.1 de la page suivante.

Les propriétés mécaniques du béton utilisé sont résumées dans le tableau ci-après:

Tableau 6.1 Propriétés mécaniques du béton

PROPRIETES	ETUDES STATIQUES	ETUDES DYNAMIQUES
Module de YOUNG E	200000 MPa	160000 MPa
Coefficient de POISSON	0.2	0.2
Poids volumique	25 kN	25 kN
Résistance à la compression σ_c	25 MPa	25 MPa
Résistance à la traction σ_t	0.5 MPa	0.5 MPa
Résistance au cisaillement	0.25 MPa	0.25 MPa

Dans l'étude du modèle, les forces sont entrées en kilo-Newton (kN) et les distances en mètres. Donc les contraintes obtenues sont en kilo-Pascal (kPa).

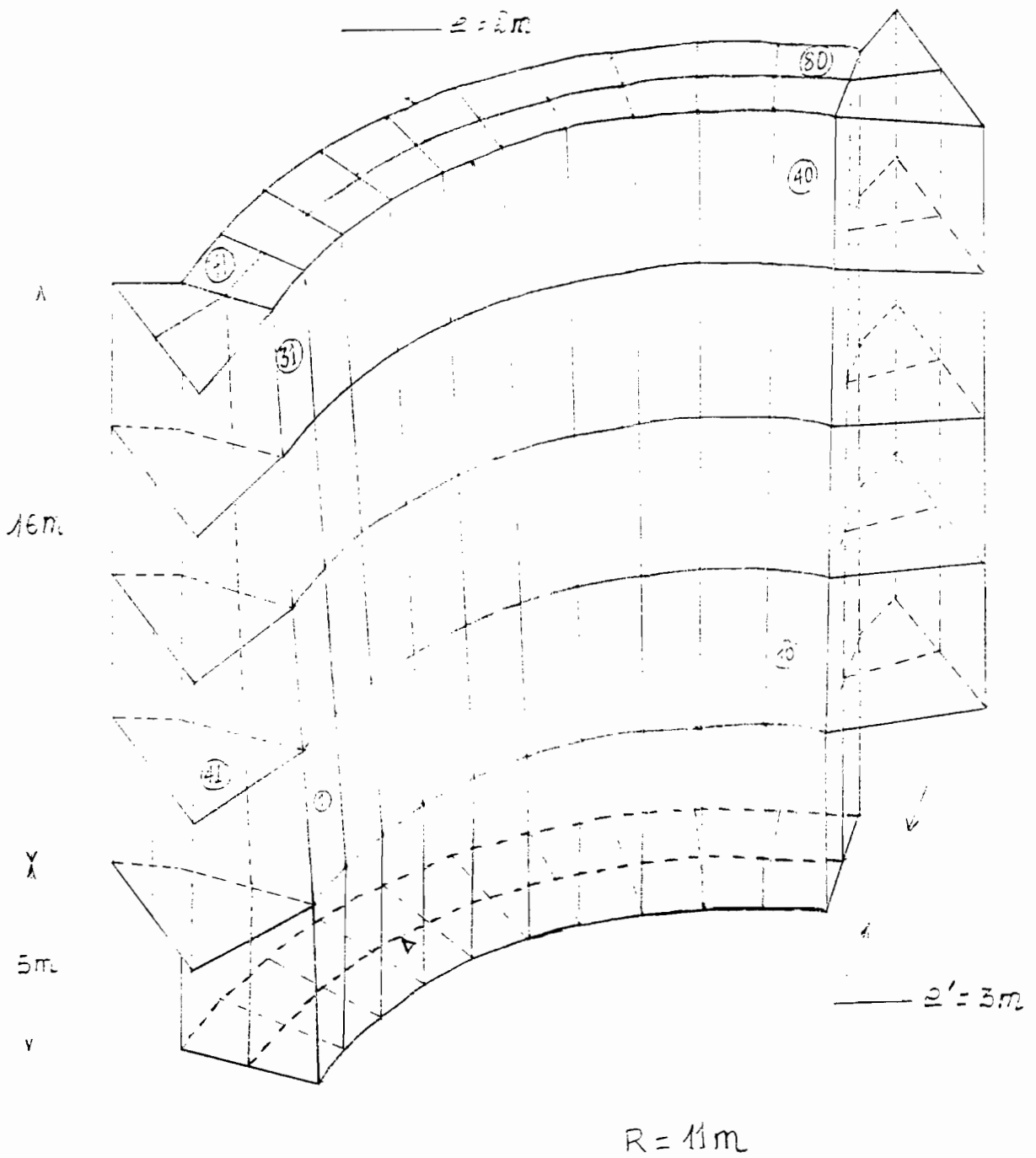


Fig 6.1 Caractéristiques géométriques du barrage étudié

6.2 COMPORTEMENT DE L'ARC ENCASTRE ET DU MUR CONSOLE

Nous l'avons signalé en introduction: une certaine philosophie du calcul de barrage stipule que l'équilibre général du barrage est conditionné par la stabilité des arcs et consoles constitutifs. C'est pourquoi, avant de passer à l'analyse du barrage entier, nous avons fait une étude sommaire des éléments constitutifs.

L'arc encastré est soumis à une pression constante égale à 100 kPa tandis que le mur console supporte une pression variable (tenant compte de la profondeur d'eau). Les courbes iso-contraintes sont données en annexe.

En ce qui concerne l'arc encastré, l'observation de ces courbes montre une concentration des contraintes de compression dans les naissances; cela ne représente pas un grand danger du moment où les valeurs sont très petites par rapport à la résistance en compression du béton. A la clef on remarque une zone en traction côté aval. Bien que les valeurs des contraintes soient assez faibles, il existe néanmoins un risque de fissuration du béton. La courbe iso-contrainte (S1) qui passe dans cette zone est sans doute une partie de la calotte centrale en traction dont nous reparlerons dans la suite. Les iso-contraintes de Von Mises montrent une variation similaire. L'analyse modale de cet arc montre un mode principal dans le sens verticale. Cela ne traduit en rien le comportement du barrage tout entier car, comme nous le verrons dans la suite, la vibration verticale est un mode presque inexistant pour le barrage.

Quant au mur console, les résultats fournis montrent que la zone la plus sollicitée est la base du barrage où on observe les plus grandes contraintes aussi bien du point de vue compression (en aval) que du point de vue traction (en amont).

En combinant ces observations, on peut déjà présumer que, pour le barrage entier, les zones en traction se situent à la base en aval du barrage, à la clef vers la base du barrage, et sur les flancs de la rive.

6.3 ANALYSE STATIQUE DU BARRAGE

Comme nous l'avons signalé au paravant, les sollicitations statiques sont dues à la pression hydrostatique, au poids propre du barrage et à la pression des dépôts de sédiments au fond de la rivière.

Le poids propre est automatiquement réparti au centre de gravité des éléments solides tandis que les pressions sont entrées en respectant la convention de signe de IMAGES-3D [2]. En nous référant aux figures 3.1 et 3.2 et en admettant une profondeur d'eau de 14 mètres dans le bassin, nous avons calculé les pressions s'exerçant sur le barrage (éléments en amont). Les résultats sont consignés dans le tableau ci-après:

Tableau 6.2: Sollicitations statiques du barrage

SOLLICITATIONS	ELEMENTS			
	41-50	51-60	61-70	71-80
Pression hydrostatique (kPa)	140	100	60	20
Pression des sédiments (kPa)	73	0	0	0

Les contraintes calculées sont fournies en annexe I et les déplacements subséquents sont en annexe II. Notre analyse porte sur la variation de chaque type de contrainte dans différentes sections et la localisation des sections en traction.

6.3.1 Méthode utilisée pour tracer les diagrammes de contraintes

Les calculs par ordinateur nous permettent de calculer les différents types de contraintes au centre de gravité des éléments solides. Dans les diagrammes, nous commençons par placer ces valeurs aux centres de gravité. Ensuite, les courbes isocontraintes nous permettent de connaître les valeurs de contraintes sur les faces. Sachant que la distribution de contraintes doit être du second degré, nous filons le diagramme des contraintes.

6.3.2 Analyse des contraintes globales:

6.3.2.1 Variations de σ_x : (contrainte amont-aval)

Nous remarquons que σ_x est négative (compression) en tout point du barrage sauf ceux situés sur les flancs (éléments 105, 106, 107, 108, 113, 114, 115 et 116) où elle prend de faibles valeurs positives (tension). Nous devons comparer les contraintes positives à la résistance en traction σ_t et celles négatives à la résistance en compression σ_c . Nous avons constaté que les contraintes de compression sont très faibles par rapport à σ_c . Nous pouvons donc dire que, du point de vue de la compression des éléments dans le sens amont-aval, il n'existe pratiquement aucun risque de défaillance. Quant aux contraintes de traction, malgré leurs faibles valeurs, il existe néanmoins un risque de fissuration du béton.

Nous présentons dans les figures 6.2 et 6.3 les distributions de cette contrainte dans la section horizontale passant par la base du barrage et dans trois sections verticales (naissance (a), clef (c) et une section intermédiaire S.I (b)).

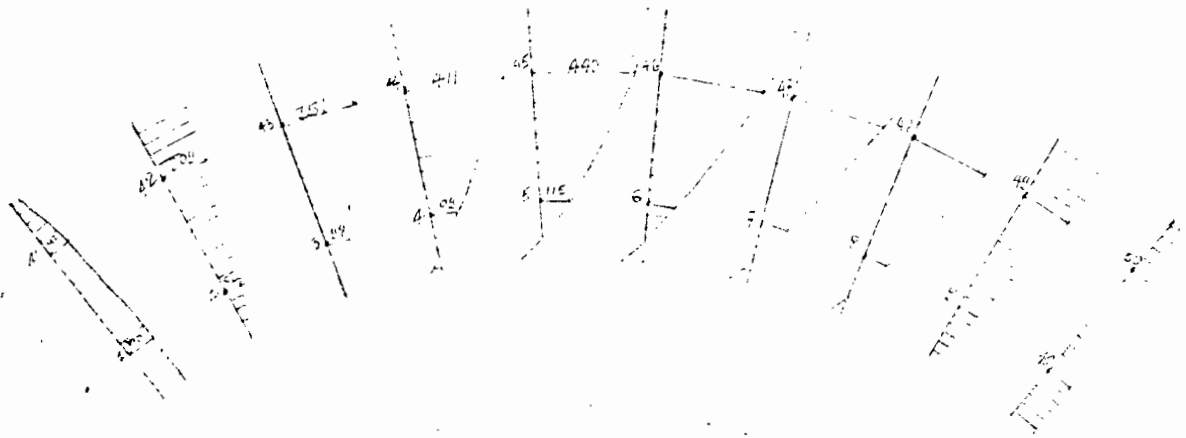


Fig 6.2: Variation de σ_x à la base du barrage

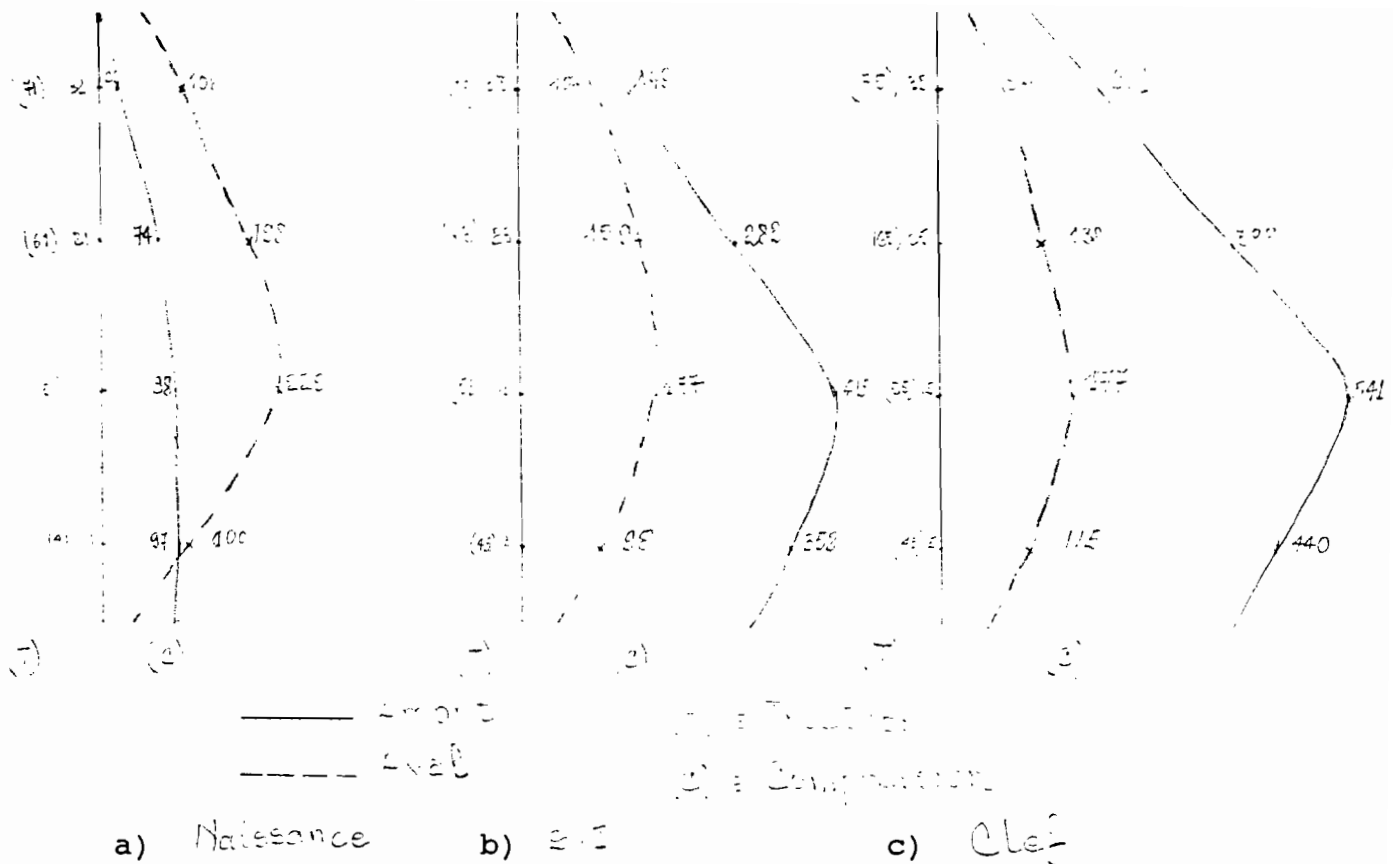


Fig 6.3: Variations de σ_x sur les sections verticales

En résumé, la compression engendrée par σ_x est très loin de la résistance en compression du béton et la traction qu'elle représente aux encrages côté amont n'atteint pas la résistance minimale offerte par le béton. Mais les contraintes calculées sont directement liées aux sollicitations réelles ; pour les comparer aux résistances en traction et en compression, il aurait fallu les majorer par les coefficient de sécurité.

6.3.2.2 Variation de σ_y : (verticalement)

Afin de mieux percevoir l'évolution de cette contrainte, nous donnons dans les figures 6.4 et 6.5 les diagrammes résultant dans la section horizontale de la base et les trois sections verticales identifiées.

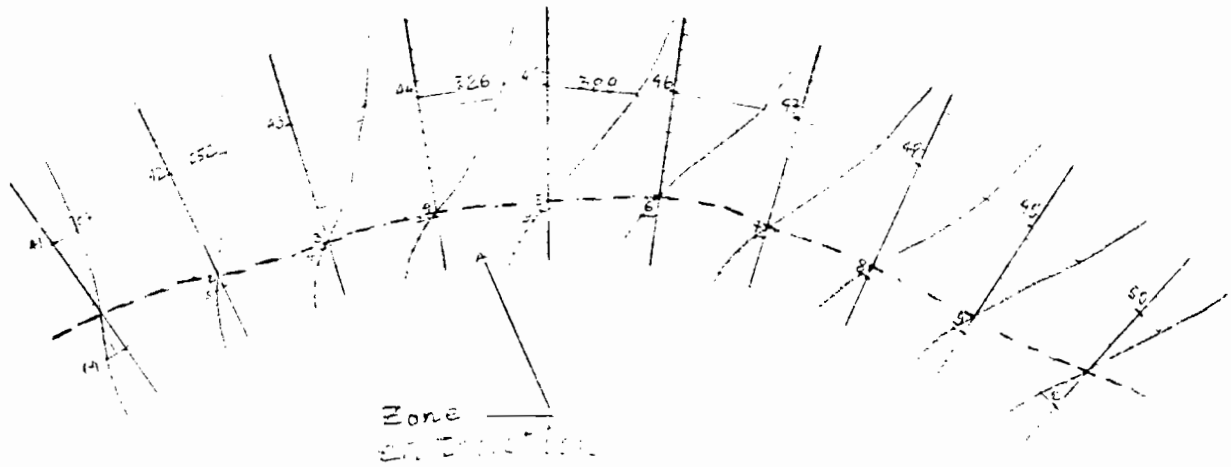


Fig 6.4: Variation de σ_y dans la section horizontale à la base du barrage

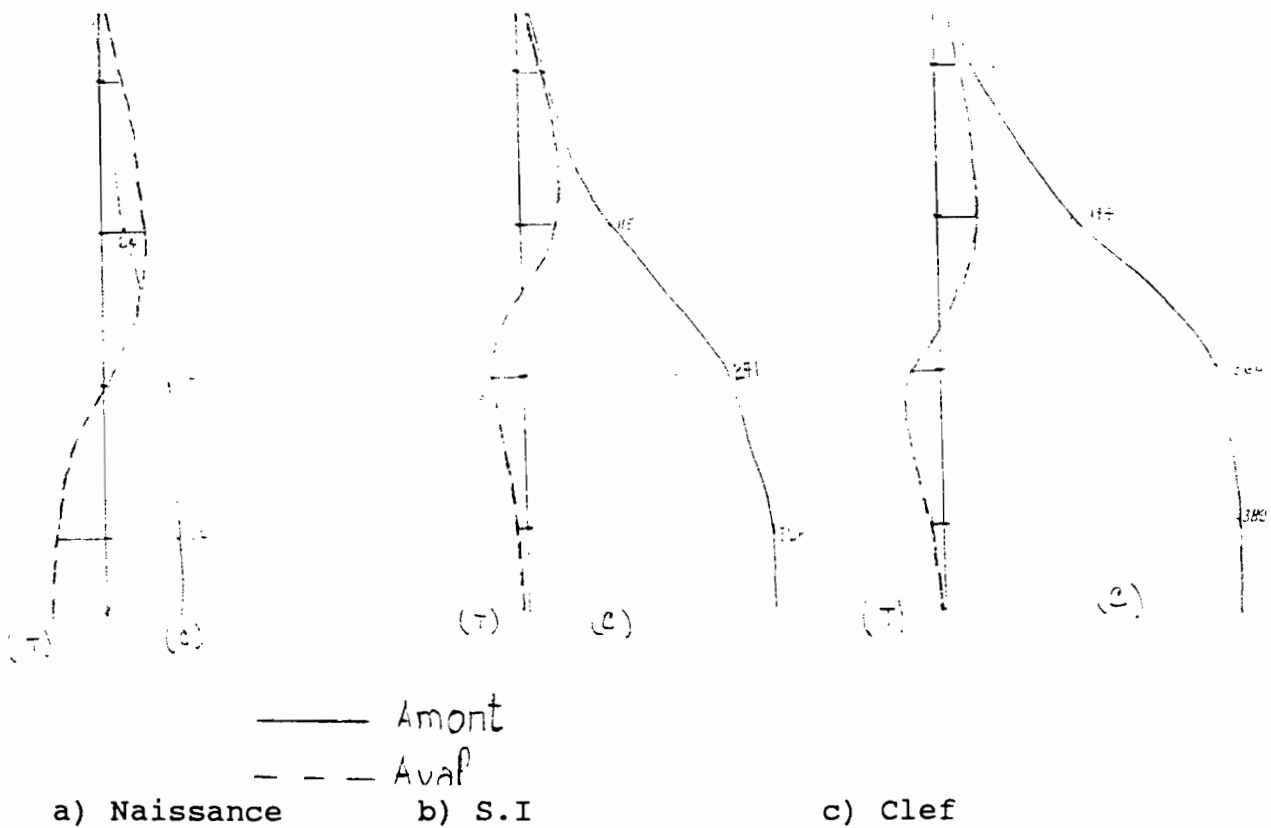


Fig 6.5: Variations de σ_y dans les sections verticales
De façon générale, sur une section verticale comme sur une section

horizontale, on remarque que σ_y change de signe. En ce qui concerne les contraintes négatives (compression), leurs valeurs restent très faibles par rapport à la résistance en compression du béton. Nous en déduisons qu'elles ne peuvent pas être source d'instabilité dans le barrage. Quant aux valeurs positives, elles ont lieu sur les éléments inférieurs en aval du barrage. Mais elles sont particulièrement élevées au niveau des naissances. Cela nous permet de dire que des fissures peuvent s'initier à partir des naissances et se propager vers la clef à la base du barrage. L'observation des diagrammes sur les sections verticales nous permet de conclure que ces fissures éventuelles vont se propager vers la clef en montant. On peut donc s'attendre à une surface concave s'appuyant sur les naissances du barrage. Il est donc impérieux de prendre des précautions constructives pour armer de façon adéquate les naissances mais aussi la clef du barrage. On note aussi de fortes contraintes de traction au niveau des encrages comme c'était le cas pour σ_x . Les mêmes remarques que dans la section précédente restent valables.

6.3.2.3 Variations de σ_z : (flanc-flanc)

Remarquons d'entrée que les contraintes de compression engendrées dans cette direction sont très faibles par rapport à la résistance à la compression (annexe I). Nous nous intéressons donc aux points où σ_z est positive. De ce point de vue, l'analyse des résultats montre que le barrage ne subit aucune traction. Ce sont encore les éléments en amont des fondations sur les flancs qui sont tendus.

En somme, après l'étude des contraintes globales, il est évident

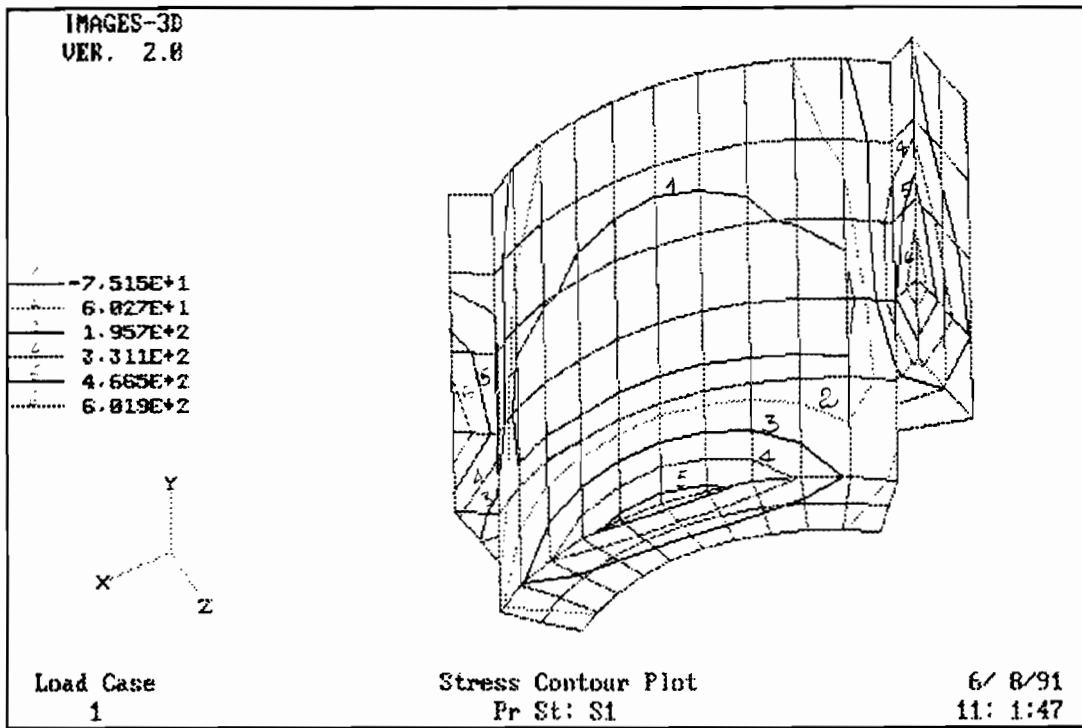
que les éléments de l'encrage côté amont sont en traction et nécessitent des précautions constructives sévères au même titre que les éléments de la base côté aval (parabole des contraintes de traction maximales). Dans la suite, nous étudierons les contraintes principales qui nous permettront de mieux préciser les zones critiques.

6.3.3 Analyse des contraintes principales:

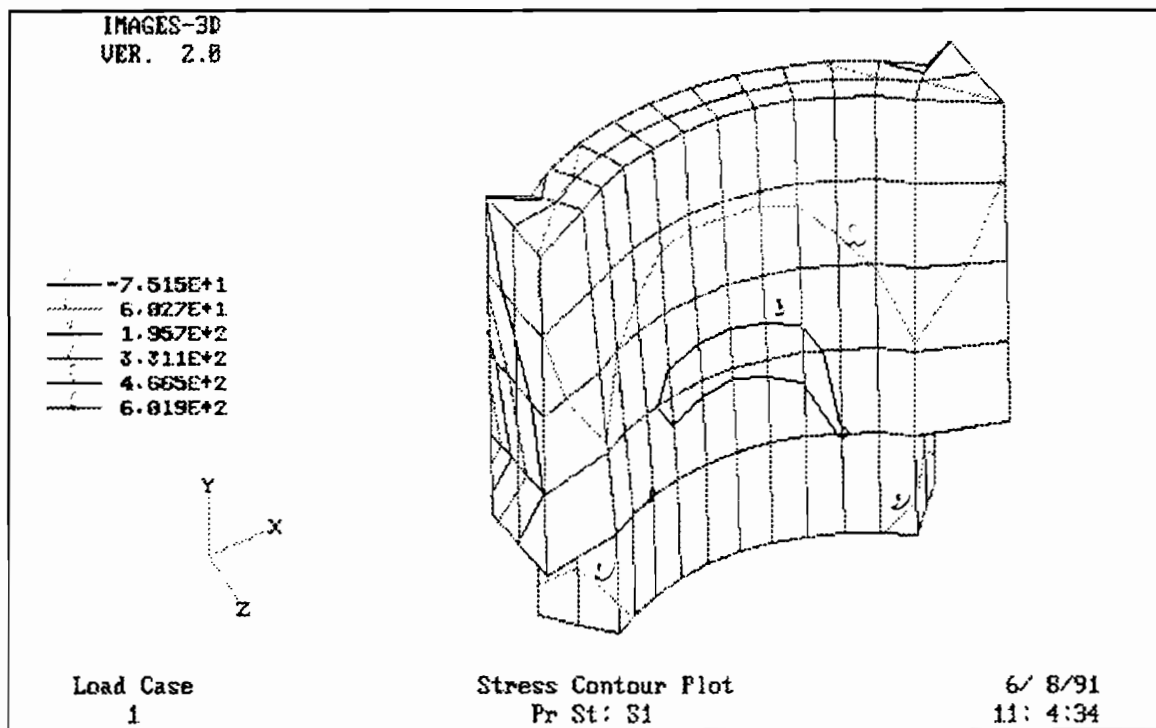
L'analyse précédente ne prend en compte que la rupture éventuelle causée par les contraintes qui s'exercent perpendiculairement aux faces des éléments solides. Mais nous devons reconnaître que cette analyse ne tient pas compte du cisaillement et de l'interaction entre les contraintes qui modifie substantiellement le comportement des matériaux. Les contraintes principales tiennent compte de ces interactions et représentent les conditions extrêmes de défaillance telles que décrites dans le chapitre précédent. Nos analyses porteront sur les contraintes σ_1 , σ_3 , τ_{\max} et la contrainte de Von Mises (V_m). L'analyse de σ_2 ne présente aucun intérêt puisqu'on a toujours $\sigma_3 < \sigma_2 < \sigma_1$.

6.3.3.1 Variation de σ_1 :

La variation de σ_1 inclut la traction maximale qui se produit dans le barrage. Nous donnons ci-dessous les courbes iso-contraintes σ_1 telles que fournies par IMAGES-3D sur les parements amont et aval du barrage.



a) Vue amont



b) Vue aval

Fig 6.6: Courbes iso-contraintes σ_1

Ces courbes donnent une idée des surfaces de rupture possibles du barrage. En effet les iso-contraintes sont le lieu des points où la contrainte atteint la même valeur. Si par exemple σ_t représente la résistance à la traction du béton, la courbe iso-contrainte σ_t délimite la surface de rupture du barrage.

Nous donnons ci-dessous la variation de cette contrainte principale dans la section horizontale passant par la base du barrage et dans trois sections verticales.

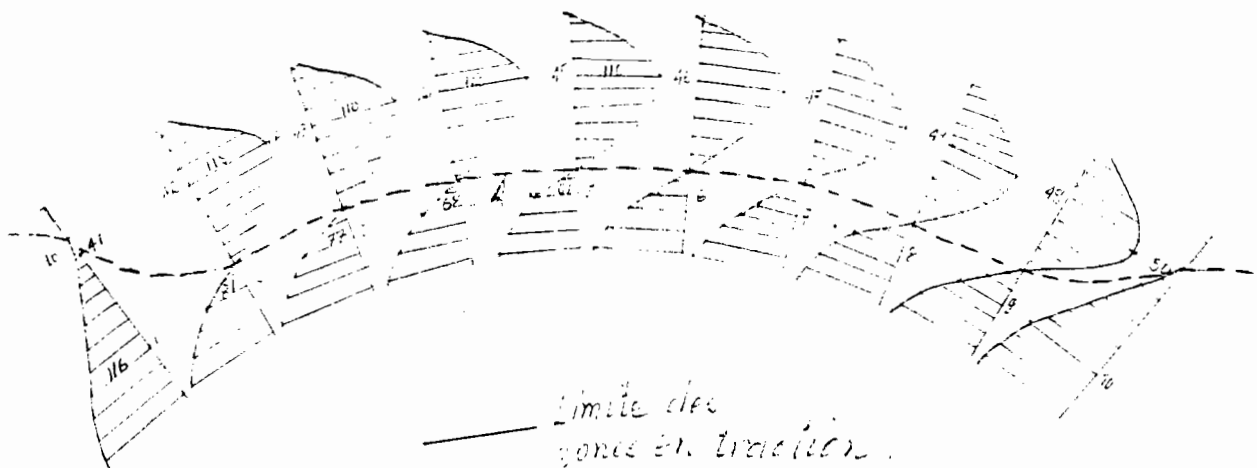


Fig 6.6: Variation de σ_1 dans la section horizontale à la base du barrage

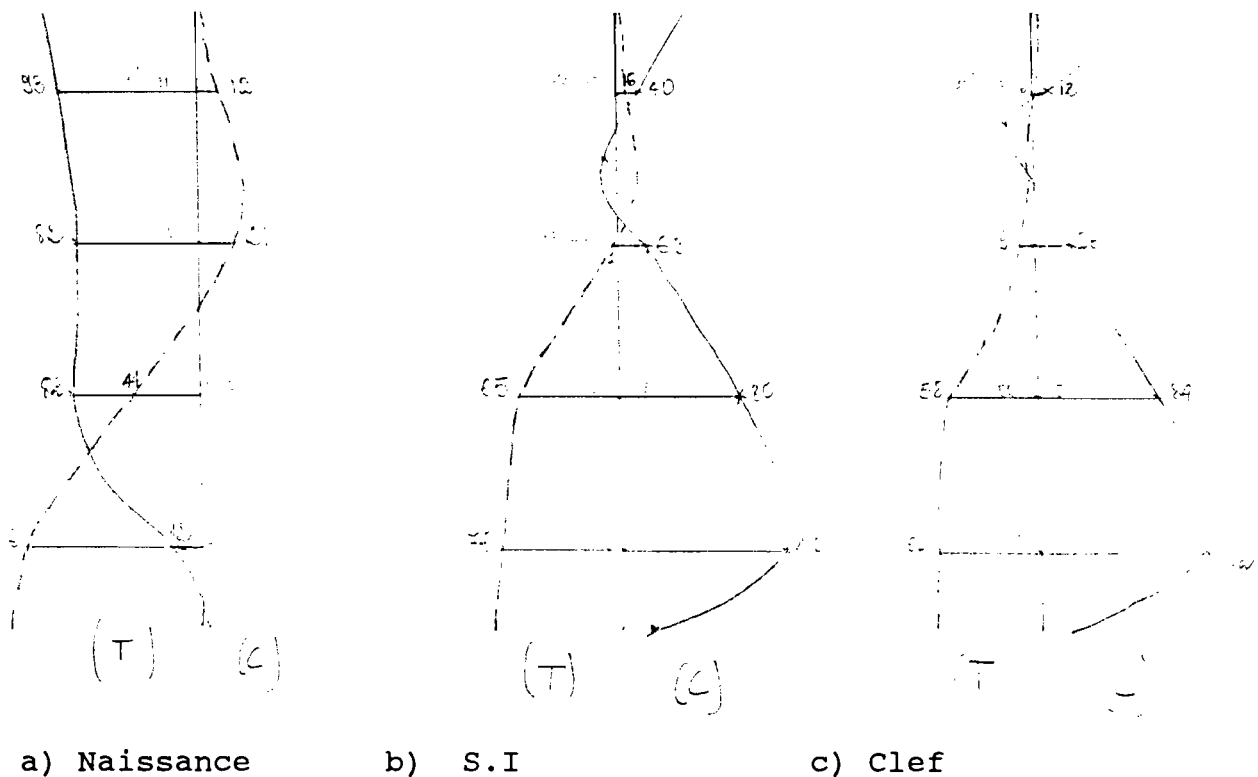


Fig 6.7: Variations de σ_1 dans les sections verticales

A partir de la figure 6.6, on peut dire que les éléments situés en aval sont en traction. La zone en traction s'amincit quand on évolue des naissances vers la clef du barrage. En combinant cette observation avec la figure 6.7, il est aisé de constater que la surface de rupture est une calotte située en aval, plus profonde à la naissance qu'à la clef mais dont la limite supérieure est plus haute à la clef qu'aux naissances. Les courbes iso-contraintes de la figure 6.5 montrent l'apparition d'une zone en traction à la clef à l'amont du barrage. Nous pouvons donc conclure de l'existence d'une surface de fissure ascendante en aval aux naissances et d'une autre plongeante en amont à la clef. Cette remarque nous amène à conclure qu'il existe un risque réel

d'instabilité du barrage car, les deux surfaces de rupture ainsi localisées risquent de se propager et s'il n'existe pas une très forte compression pour les arrêter, on aboutira à une surface continue qui causera inéluctablement la destruction du barrage.

Déplaçons maintenant notre analyse sur les flancs de la rive. L'observation des résultats montre que tous les éléments de l'encrage sont en traction et plus particulièrement, on remarque que les contraintes les plus critiques sont atteintes en amont et à environ 4 mètres du fond du fleuve (élément 106). La figure 6.8 en est l'illustration.

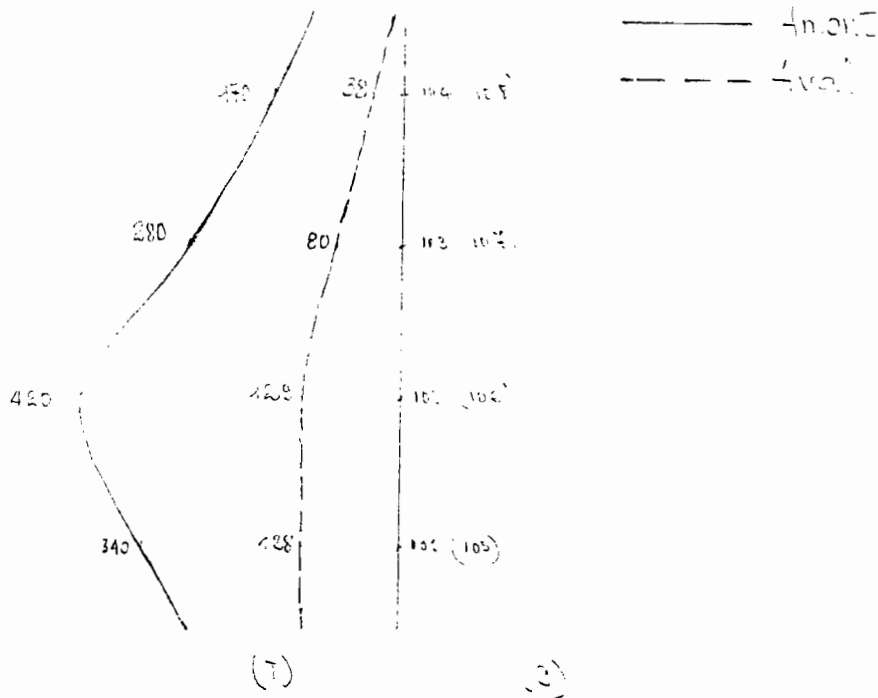


Fig 6.8 Variation de σ_1 dans les encrages

Les valeurs de σ_1 sont si proches de σ_t qu'il serait plus judicieux, dans le cas d'une expertise, de modifier les propriétés mécaniques de ces éléments pour avoir une répartition plus réelle

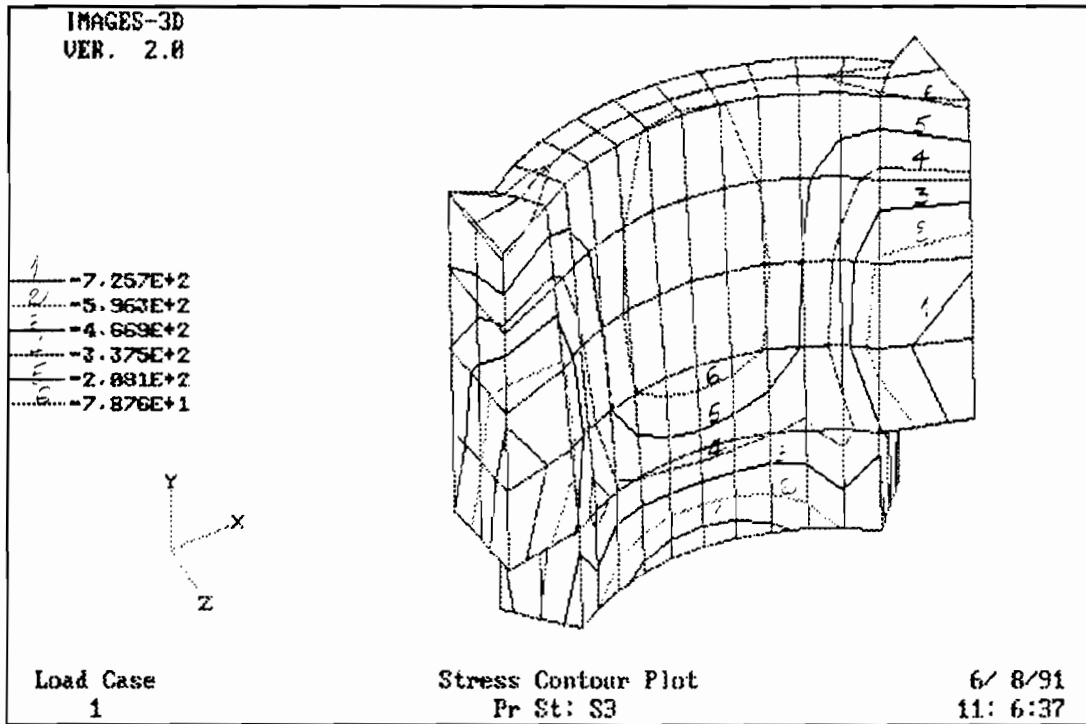
des contraintes. Mais, signalons néanmoins qu'une autre orientation de ces encrages pourrait fortement modifier la distribution des contraintes. Tout compte fait, on retiendra la nécessité d'armer les encrages et les éléments de la base du barrage pour supporter les contraintes ainsi générées.

6.3.3.2 Variation de σ_3 :

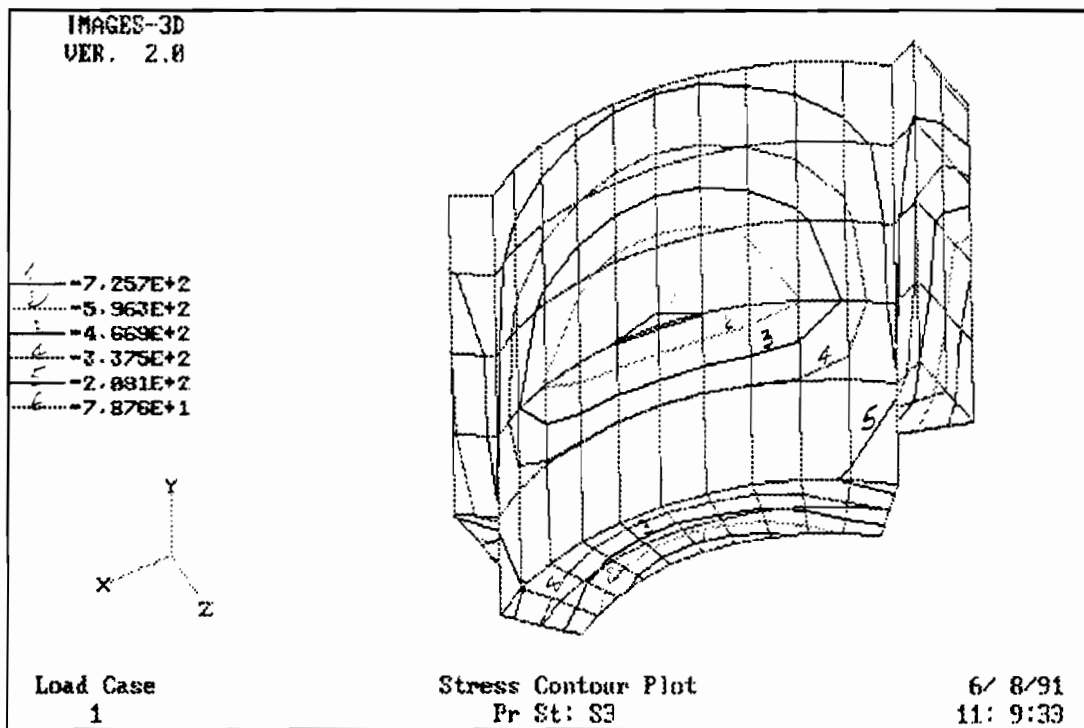
Il n'est pas nécessaire de faire une étude trop poussée de cette contrainte puisqu'elle correspond à de la compression et n'atteint pas la résistance σ_c du béton. Toutefois, les courbes iso-contraintes montrées dans la figure 6.9 permettent de voir sa variation dans le barrage.

6.3.3.3 Variations de la contrainte de Von Mises: (V_m)

Rappelons que la condition de rupture est $V_m = S_y$. Mais comme nous l'avons déjà signalé, on ne peut appliquer cette condition de façon rigoureuse au béton, matériau non ductile. On peut toutefois comparer V_m à σ_c pour le cas de la rupture par compression. Une observation des résultats montre qu'il n'y a aucun danger de ce point de vue. Quant à la rupture par traction, le critère de défaillance devient $V_m = \sigma_t$. Comme nous l'avons montré dans le chapitre précédent, le critère de Von Mises est moins rigoureuse que celui de TRESCA. Nous nous attarderons plutôt sur ce dernier qui traduit la rupture par cisaillement du béton. Nous donnons ci-dessous (Fig 6.10) les courbes iso-contraintes Von Mises telles que fournies par IMAGES-3D.

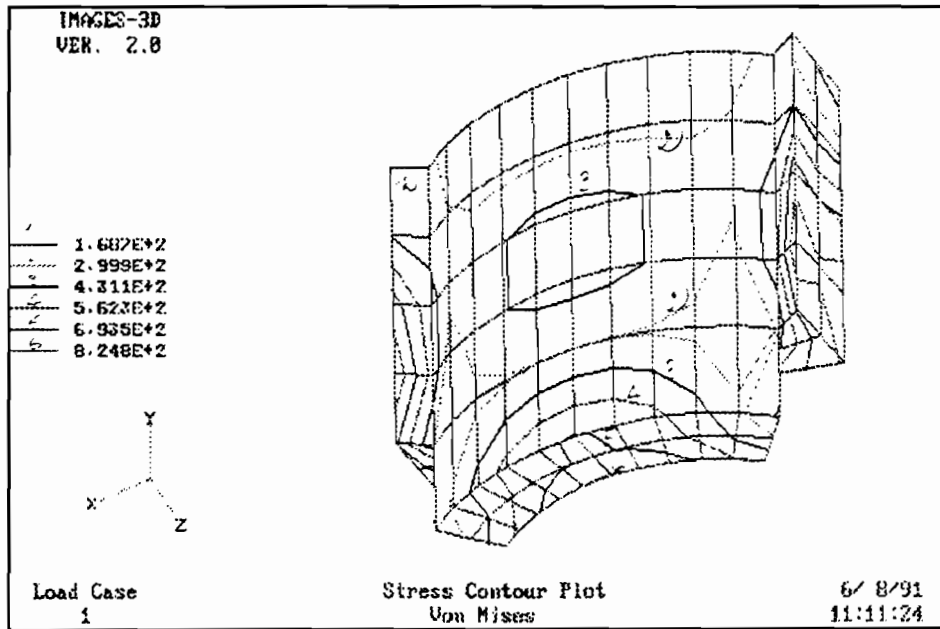


a) Vue aval

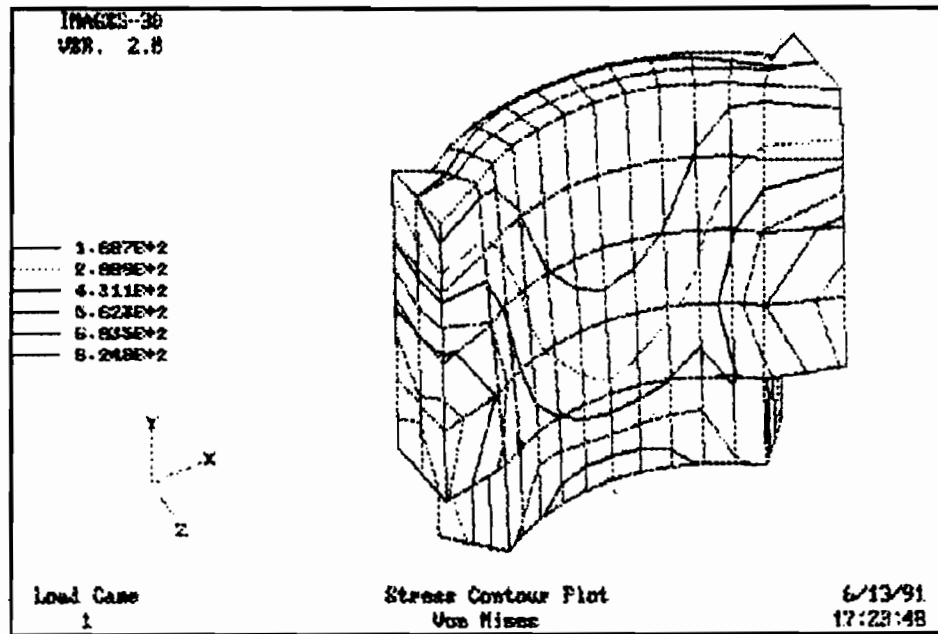


b) Vue amont

Fig 6.9: Courbes iso-contraintes σ_3



a) Vue amont



b) Vue aval

Fig 6.10: Courbes iso-contraintes de Von Mises.

6.3.3.4 Variation du cisaillement maximal dans le barrage:

Qu'on se le rappelle, le critère de TRESCA ($\tau_{\max} = S_y/2$) est essentiellement basé sur le mécanisme de rupture par cisaillement des matériaux ductiles. Bien que le béton n'en soit pas un, ce critère peut être utilisé en considérant la résistance à la traction du béton σ_t . On doit donc avoir:

$$\tau_{\max} < \sigma_t/2 \implies \tau_{\max} < 250 \text{ kPa}$$

Nous donnons aux figures 6.11 et 6.12 les diagrammes de contrainte de cisaillement maximale dans la section horizontale de la base et dans les trois sections verticales identifiées.

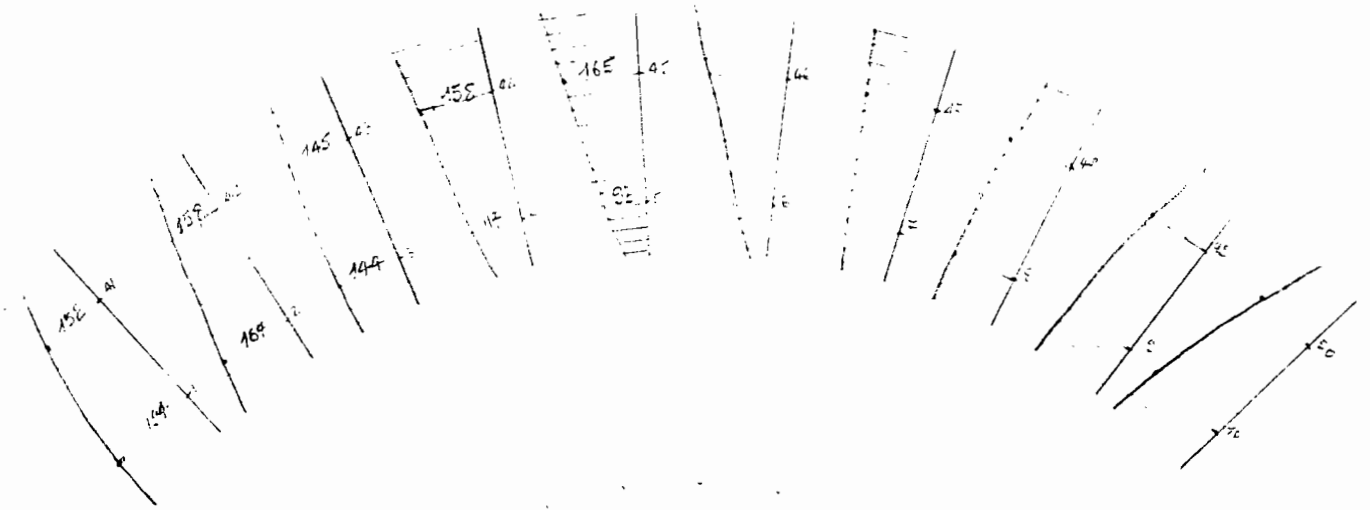
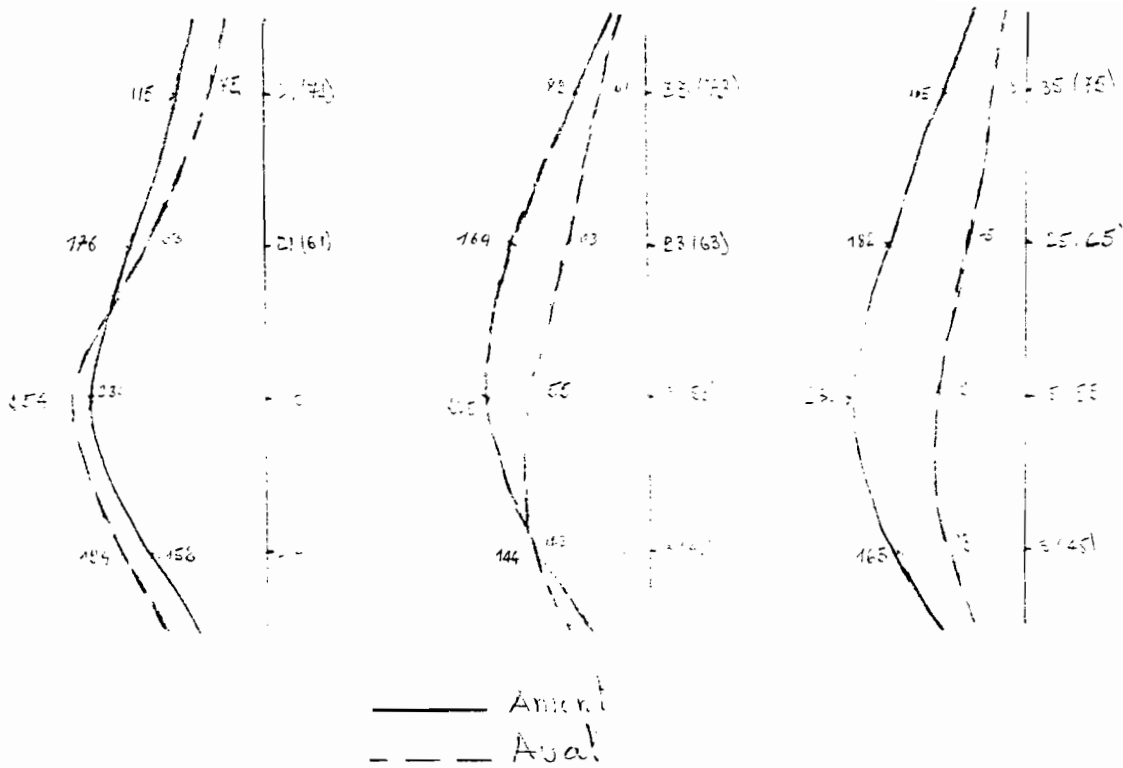


Fig 6.11: Variations de τ_{\max} à la base du barrage



a) Naissance b) S.I c) Clef

Fig 6.12: Variations de τ_{max} dans les sections verticales

L'analyse de ces diagrammes permet de conclure que la fissure en amont aura lieu à un niveau plus élevé que la fissure s'initiant en aval et qui aura forcément pour origine les naissances. Ceci vient confirmer les observations déjà faites lors de l'étude de la contrainte principale σ_1 .

Il est donc nécessaire de prévoir des armatures de cisaillement dans le barrage aussi bien en amont, en aval, aux naissances, qu'à la clef. En ce qui concerne les contreforts sur les flancs, la contrainte de cisaillement dépasse largement la résistance du béton (250 kPa). Ils doivent donc être armés de façon adéquate.

6.4 ANALYSE DYNAMIQUE DU BARRAGE

L'analyse dynamique du barrage consiste essentiellement à calculer les fréquences propres de vibration, les contraintes qui leur sont liées et celles générées par les sollicitations dynamiques telles que le déferlement des vagues sur un ouvrage maritime. L'aspect le plus important que nous analyserons ici est la variation des réponses dynamiques en fonction des propriétés du béton (module d'élasticité, poids volumique,...). Cette analyse est d'autant plus importante que ces propriétés du béton sont fortement tributaires des conditions de mise en oeuvre.

6.4.1 Analyse modale du barrage

Toute structure, de par ses propriétés mécaniques et géométriques, a une tendance naturelle à se déformer et à prendre des formes particulières qui constituent les modes de vibration. Un mode est d'autant plus dangereux que la fréquence correspondante est faible.

Pour notre modèle, les résultats obtenus (pour $E = 160000$ MPa et $\rho = 25$ kN/m³) figurent en annexe III. La fréquence la plus faible est égale à 95.8 Hz. Cette valeur trop élevée, ne tient pas compte des zones fissurées décelées dans l'analyse statique et de plus les conditions d'encastrement du barrage le rendent trop rigide. Pour corriger ces phénomènes, nous avons libéré les liaisons situées dans les zones susceptibles de fissurer. La diminution des valeurs n'est pas très sensible puisque la plus faible est encore égale à 65.2Hz. Les résultats obtenus sont en annexe IV.

L'étude de la variation des deux premières fréquences en fonction du module d'élasticité a donné les résultats consignés dans la

tableau ci dessous:

Tableau 6.3: Variations de la fréquence propre de vibration avec le module de YOUNG

E (10 ⁸ kPa)	2.0	1.6	1.4	1.0	0.8
f ₁ (Hz)	106.3	95.8	89.0	75.2	67.2
f ₂ (Hz)	119.8	107.3	100.3	84.8	75.8

Nous donnons ci-dessous la courbe représentative.

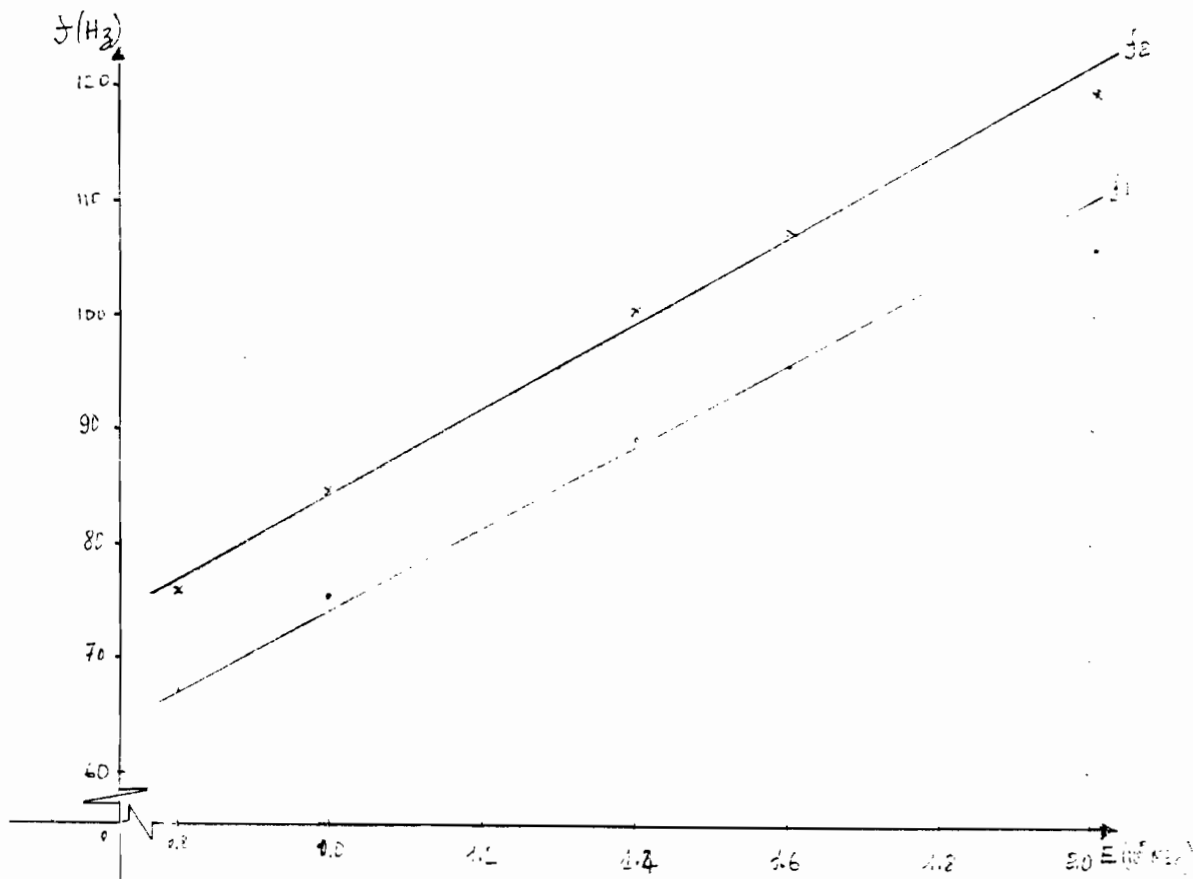


Fig 6.13 : Variation des deux premières fréquences propres en fonction du module de YOUNG

On remarque un bon ajustement linéaire entre les deux paramètres. La fréquence croît avec le module de Young et quand on sait que les plus grandes fréquences sont les moins dangereuses, on peut dire que la sécurité du barrage se trouve renforcée par l'accroissement du module d'élasticité. On mesure dès lors toute l'importance d'une bonne préparation du béton. Le taux d'accroissement est donné par:

$$\text{pour } f_1, \delta f/\delta E = ((95.8 - 89.0)/(1.6 - 1.4)) 10^{-8} = .34 \text{ Hz/GPa}$$

$$\text{pour } f_2, \delta f/\delta E = ((107.3 - 100.3)/(1.6 - 1.4)) 10^{-8} = .35 \text{ Hz/GPa}$$

On constate que la première et la deuxième fréquence varient de la même manière avec le module de Young.

Une autre analyse intéressante est la variation des fréquences en fonction du poids volumique du béton. Les résultats obtenus sont compilés dans le tableau ci-après.

Tableau 6.4: Variations de la fréquence propre de vibration en fonction du poids volumique du béton

τ (kN/m ³)	25.0	22.0	20.0	18.0	15.0
f_1 (Hz)	95.8	101.4	106.3	112.0	122.8
f_2 (Hz)	107.3	114.3	119.9	126.4	138.5

La courbe représentative est illustrée à la figure 6.14.

On remarque que la fréquence décroît lorsque le poids volumique augmente ce qui signifie que les contraintes deviennent de plus en plus critiques lorsque τ augmente.

Ainsi donc, le poids volumique et le module de Young jouent de façon opposée sur la fréquence de vibration naturelle du barrage. On est tenté de conclure que le meilleur matériau pour les barrages est celui qui possède le plus petit poids volumique et le module d'élasticité le plus élevé. Mais nous ne saurions tirer une

conclusion définitive sans procéder à une analyse plus poussée vis-à-vis des autres types de sollicitation.

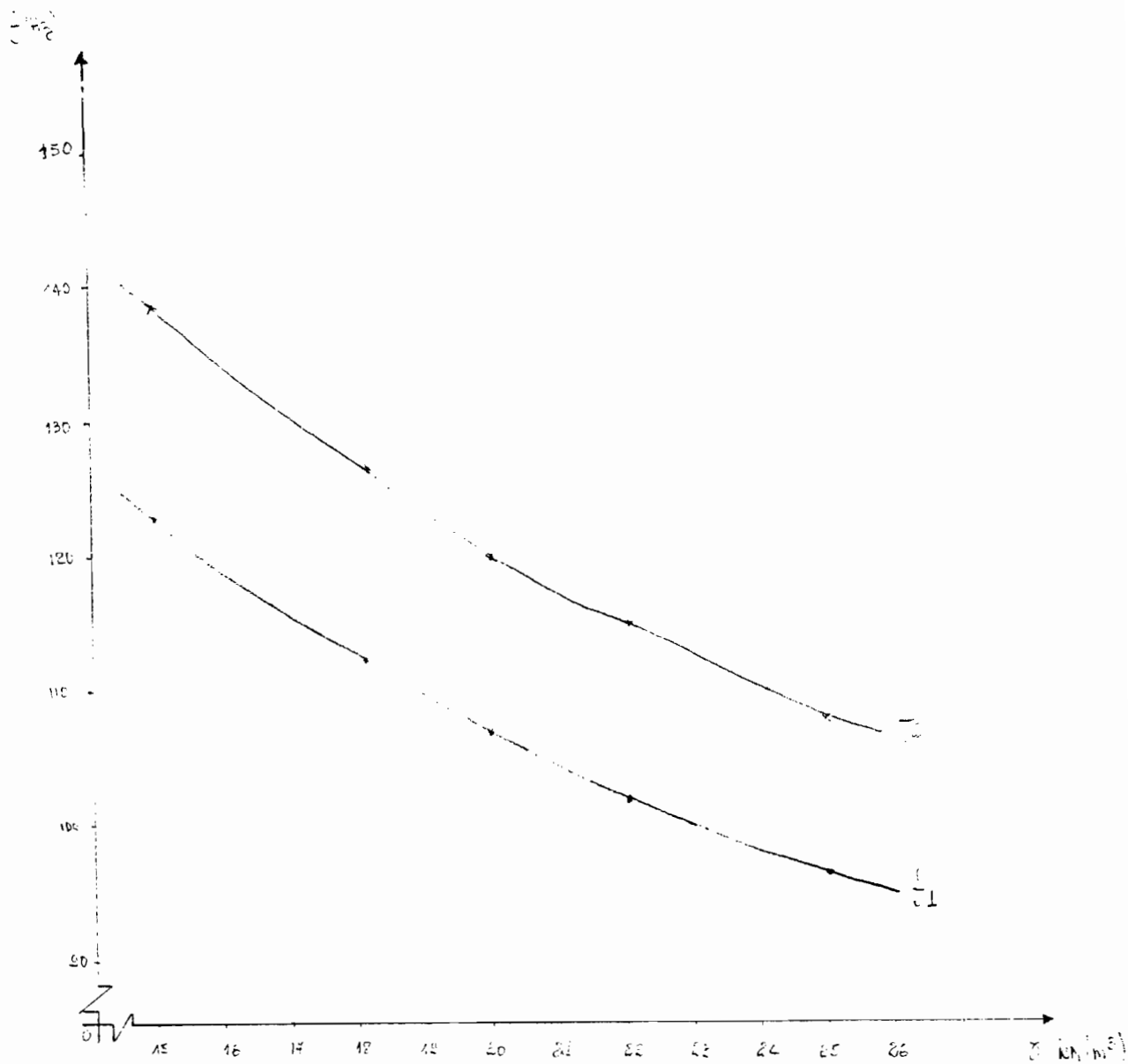
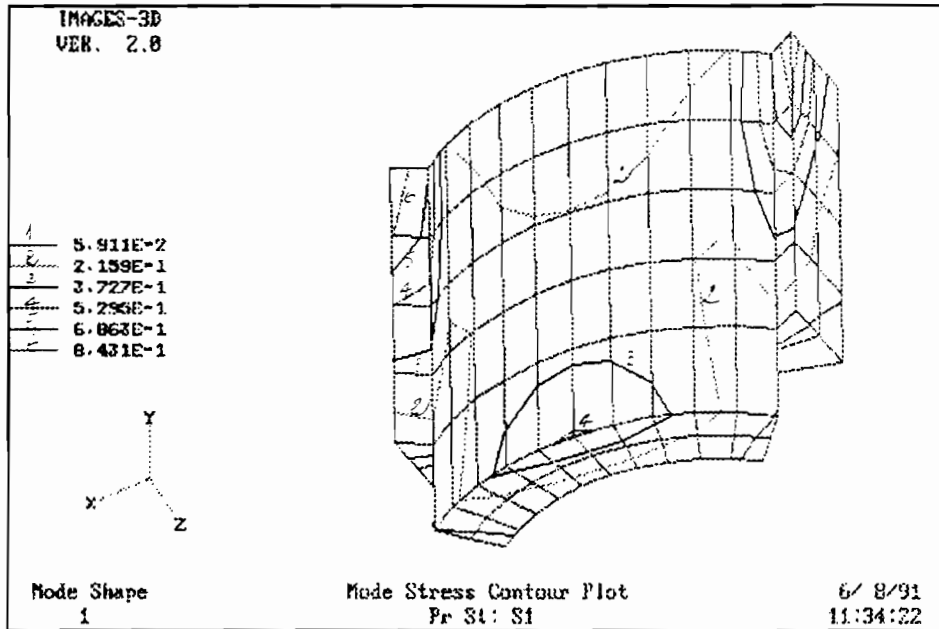


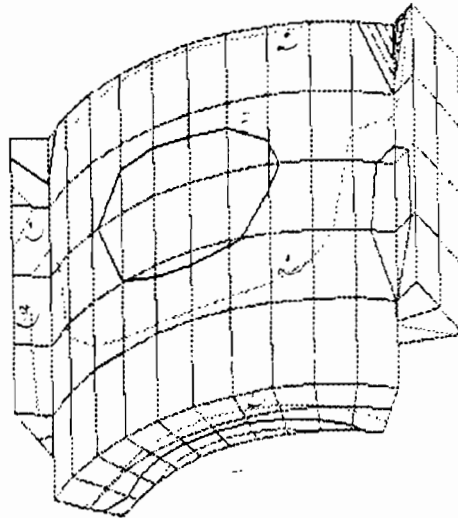
Fig 6.14 : Variation des deux premières fréquences propres en fonction du poids volumique du béton.

En conservant les valeurs $E = 1.6 \cdot 10^6$ kPa et $\nu = 20$ kN/m, nous avons tracé les courbes iso-contraintes σ_1 générées par l'analyse modale. Pour une conception anti-dynamique, il serait plus judicieux de faire une combinaison (pas forcément une superposition) de ces contraintes à celles obtenues pour l'analyse statique.



IMAGES-3D
VER. 2.0

3.954E-3
1.699E-1
3.359E-1
5.819E-1
6.679E-1
8.339E-1



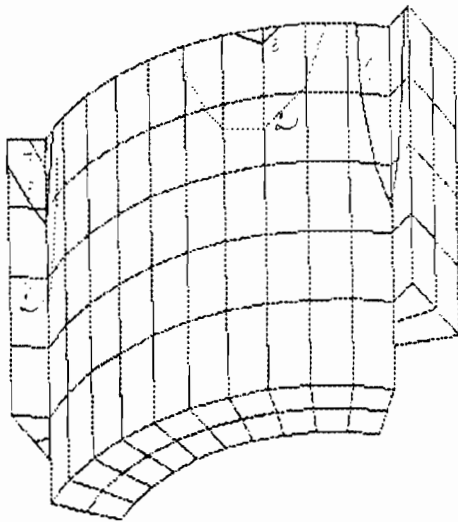
Mode Shape
2

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S1

6/ 8/91
11:37:51

IMAGES-3D
VER. 2.0

-2.713E-2
1.448E-1
3.152E-1
4.864E-1
6.576E-1
8.288E-1



Mode Shape
3

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S1

6/ 8/91
11:39:58

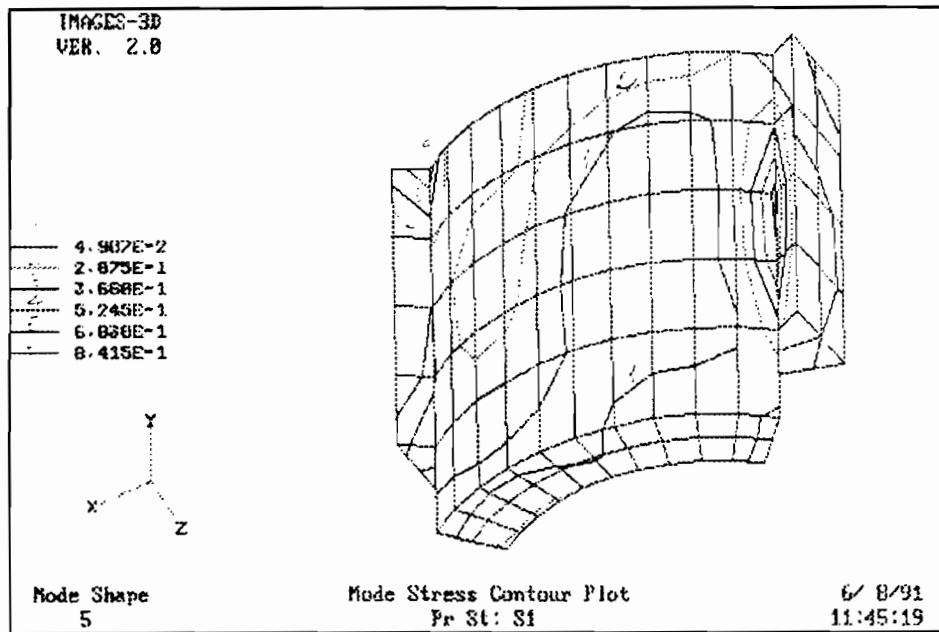
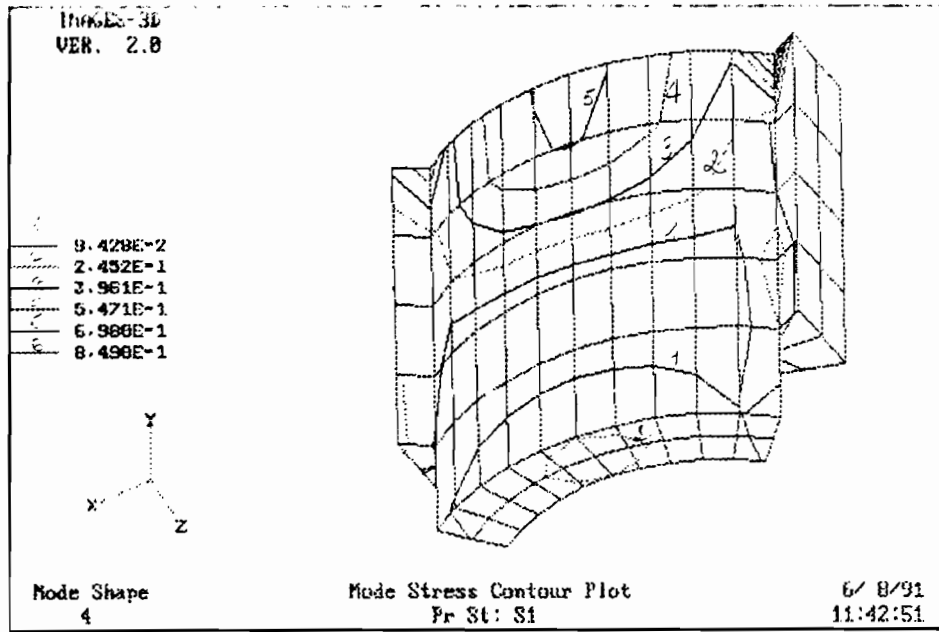


Fig 6.15 : Courbes iso-contraintes σ_1 générée par l'analyse modale.

6.4.2 Contraintes dues à la force hydrodynamique

C'est encore le lieu de rappeler que les forces hydrodynamiques sont dues au déferlement des vagues générées à la surface de l'eau par les phénomènes éoliens. Elles s'exercent sur une zone centrée sur la surface de repos de l'eau et sur une hauteur critique appelée hauteur de déferlement. En utilisant l'expression établie par MINIKIN, nous avons admis une pression dynamique égale à 900 kPa s'exerçant pendant une seconde. L'étude des contraintes globales maximales en fonction du temps a donné les résultats figurant au tableau 6.5. La figure 6.16 en est la représentation graphique.

Tableau 6.5 : Les contraintes hydrodynamiques (*)

t (10 ⁻² s)	0	1	2	3	4	5	7	9	11	13
$\sigma_{x\max}$ (MPa)	0	1.49	2.18	2.59	2.75	2.81	2.82	2.81	2.80	2.80
$\sigma_{y\max}$ (MPa)	0	1.54	1.36	1.28	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29
$\sigma_{z\max}$ (MPa)	0	0.83	1.13	1.34	1.42	1.45	1.45	1.44	1.44	1.44

(*) Les valeurs du tableau sont les intensités. En fait les contraintes sont négatives (compression)

Nous constatons que, bien que les valeurs obtenues restent très faible par rapport à la résistance en compression du béton, elles sont plus élevées que celles obtenues lors de l'analyse statique. De façon générale, les contraintes croissent rapidement jusqu'à atteindre un maximum. On note ensuite une légère baisse de la valeur qui se stabilise ensuite jusqu'à la fin.

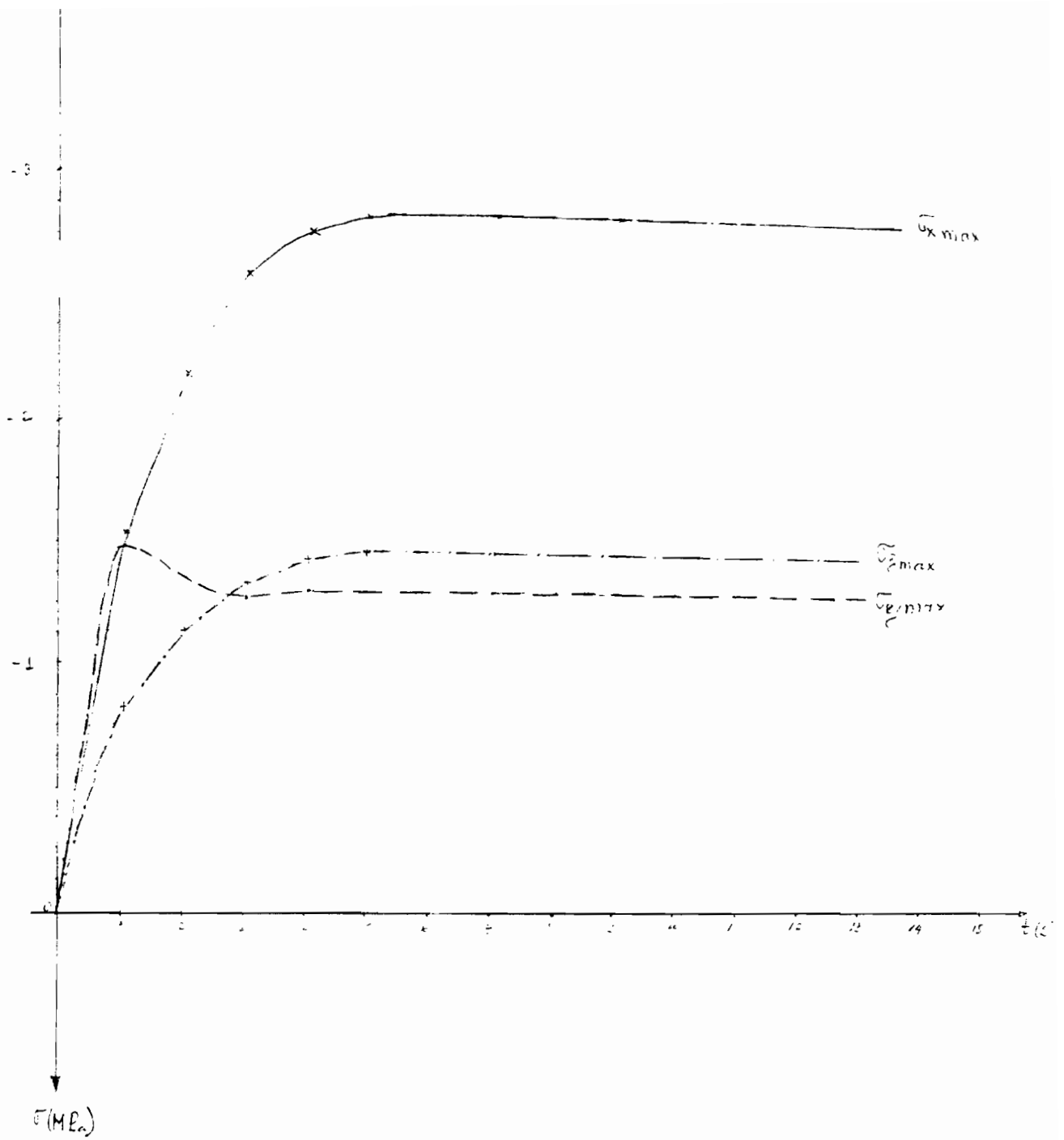


Fig 6.16 : Variation des contraintes de compression maximales en fonction du temps

L'analyse de la contrainte principale σ_1 révèle une importance primordiale puisqu'elle représente la traction maximale possible dans le barrage. Nous donnons à la fin de ce chapitre les courbes iso- σ_1 obtenues par l'analyse hydrodynamique. L'observation de ces courbes fait ressortir une nette concentration des contraintes de traction à la crête du barrage dans la zone aval centrée sur la clef du barrage. Il convient de remarquer que ces contraintes dépassent de loin celles générées par les sollicitations statiques. On en déduit qu'il existe un réel risque de fissure dans cette zone.

Chapitre 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'analyse des contraintes internes dans un barrage-voûte nous a permis de mieux percevoir la complexité de la tâche de l'ingénieur dans la conception d'un barrage. En effet, notre analyse prouve qu'aucune zone de la superstructure n'est hors du danger de fissuration et il est donc nécessaire pour l'ingénieur de trouver des solutions techniques viables.

L'analyse statique montre l'existence d'une zone en traction à l'amont centrée sur la clef et qui est orienté vers la base du barrage côté aval. De même, une autre zone en traction se trouve à l'aval mais du côté des flanc et est ascendant vers l'amont du barrage. L'observation dans l'espace de ces zones de traction montre deux surfaces de rupture qui pourraient se rencontrer et former une surface courbe continue très dangereuse pour la stabilité du barrage. Le problème de ces fissures éventuelles est d'autant plus complexe qu'elles n'ont pas la même cause. En effet, s'il paraît évident que la fissure ascendante est causée par la contrainte principale σ_1 , il n'en est pas de même pour la fissure plongeante qui a pour cause le cisaillement maximal observé dans la zone centrale un peu au dessus (4 mètres) de la base du barrage. A notre avis, cette dernière fissure est la plus dangereuse pour deux raisons. D'une part, elle est à l'amont, donc en contact avec l'eau qui va y pénétrer et modifier les propriétés du béton lequel deviendra de plus en plus fragile et la fissure pourra se propager allègrement vers l'aval. D'autre part, une hausse du niveau d'eau de la retenue entraînera une augmentation du cisaillement, donc un plus grand risque de fissuration, alors qu'au même moment, la

fissure en aval a de fortes chances de se fermer.

Du point de vue dynamique, on a constaté qu'un poids volumique élevé est dangereux pour le barrage alors qu'un plus grand module d'élasticité est plus sécuritaire. Ces conclusions auxquelles nous avons abouti en faisant l'analyse modale du barrage nous semblent essentielles pour le choix du type de ciment et le dosage du béton devant servir à la construction du barrage. De même, elles nous imposent un minimum de soin à observer lors de la mise en oeuvre du béton. D'autre part, la pression hydrodynamique crée une concentration des contraintes de tension à la crête en aval autour de la clef du barrage. Cette partie du barrage qui était en sécurité vis-à-vis des sollicitations statiques se trouve dès lors en traction et fissurée.

Quant aux enclaves, l'analyse montre que c'est la zone la plus sollicitée du barrage. Il est donc capital d'en assurer un bon dimensionnement car ils constituent une zone de faiblesse du et s'ils arrivaient à se rompre, la redistribution des contraintes dans le barrage entraînera à coup sûr sa rupture.

Pour le dimensionnement, nous ne pensons pas qu'il soit sécuritaire de faire une superposition algébrique des contraintes statiques et dynamiques. En effet certaines zones en traction par les sollicitations statiques (permanentes) se trouvent comprimées par les forces dynamiques et vice versa. Donc une superposition des contraintes ne pourra pas faire ressortir les cas les plus critiques. La philosophie de dimensionnement que nous préconisons est la suivante: premièrement faire un calcul basé sur les sollicitations statiques, ensuite calculer les contraintes dues

aux effets dynamiques et enfin faire la superposition de ces deux cas de sollicitation. La contrainte de design sera, pour chaque élément fini, la plus critique de ces trois cas de figure.

Pour résister aux contraintes de traction générées dans le barrage, nous proposons d'armer, de façon adéquate, les zones en traction. La disposition des armatures doit être bien vérifiée car les contraintes de traction sont d'origines diverses. Une étude détaillée sur la direction des contraintes principales devra être faite pour déterminer la disposition correcte des armatures prévues. De plus, on doit assurer, autant que faire se peut, l'imperméabilité du parement amont afin de réduire la vitesse de propagation des fissures plongeantes.

Du point de vue des objectifs du projet, nous avons calculé les contraintes et localisé les zones critiques du barrage vis-à-vis des sollicitations statiques et dynamiques. De plus nous nous sommes bien familiarisé avec IMAGES-3D et le calcul des structures par éléments finis. L'autre avantage de ce projet aura été de nous permettre de connaître les notions théoriques essentielles de calcul dynamique et sismique de façon générale et plus particulièrement dans le domaine du barrage. Nous aurions pu faire une étude sismique de notre modèle, mais le temps et le manque de données ont été nos pires ennemis. C'est en tout cas un champ ouvert à d'autres investigations.

ANNEXES

I- Résultats d'analyse: contraintes globales et principales

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1:PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

SOLID LOADS AND/OR STRESSES

Stress	Sigma X	Sigma Y	Sigma Z	Tau XY	Tau YZ	Tau XZ
Princ Strs	S1	S2	S3	Tmax	Von Mises	
Direct Cos	n1	n2	n3			
CUBE NO. 1						
Stress	-.1001E+03	.6431E+02	-.1404E+03	-.1020E+03	.3123E+02	.1244E+02
P Strs	.1164E+03	-.2133E+02	-.2713E+03	.1938E+03	.3404E+03	
n1	.7679E+00	.6573E+00	-.5559E+00			
n2	.3081E+00	.4857E+00	.1000E+01			
n3	-.8038E+00	.8142E+00	-.1477E+00			
CUBE NO. 2						
Stress	-.8203E+02	.4670E+01	-.8162E+02	-.1111E+03	.7475E+02	.9607E+02
P Strs	.8112E+02	.7070E+01	-.2472E+03	.1641E+03	.2982E+03	
n1	.7792E+00	.6329E+00	-.6291E+00			
n2	.5518E+00	.3145E+00	.1000E+01			
n3	-.7013E+00	.9507E+00	.8796E-01			
CUBE NO. 3						
Stress	-.9847E+02	.3817E+01	-.4227E+02	-.9900E+02	.7542E+02	.6210E+02
P Strs	.7658E+02	-.2984E+01	-.2105E+03	.1435E+03	.2567E+03	
n1	.8289E+00	.6972E+00	-.4179E+00			
n2	.5824E+00	-.9304E-01	.1000E+01			
n3	-.5671E+00	.9236E+00	.4162E+00			
CUBE NO. 4						
Stress	-.1087E+03	.7334E+01	-.1180E+02	-.6699E+02	.6448E+02	.3803E+02
P Strs	.6782E+02	-.1562E+02	-.1654E+03	.1166E+03	.2047E+03	
n1	-.9942E+00	.7089E+00	-.2285E+00			
n2	-.5662E+00	-.4717E+00	.1000E+01			
n3	.4839E+00	.9045E+00	.7007E+00			
CUBE NO. 5						
Stress	-.1152E+03	.8764E+01	-.7606E+00	-.2368E+02	.5644E+02	.1275E+02
P Strs	.6110E+02	-.4370E+02	-.1246E+03	.9283E+02	.1612E+03	
n1	.1000E+01	.3524E+00	-.5474E-01			
n2	.2742E+00	-.6555E+00	.7888E+00			
n3	-.2280E+00	.7571E+00	.7085E+00			
CUBE NO. 6						
Stress	-.1152E+03	.8764E+01	-.7606E+00	.2368E+02	.5644E+02	-.1275E+02
P Strs	.6110E+02	-.4370E+02	-.1246E+03	.9283E+02	.1612E+03	
n1	.1000E+01	-.3523E+00	.5474E-01			
n2	-.2742E+00	-.6556E+00	.7888E+00			
n3	.2280E+00	.7571E+00	.7085E+00			
CUBE NO. 7						
Stress	-.1087E+03	.7334E+01	-.1180E+02	.6699E+02	.6448E+02	-.3803E+02
P Strs	.6782E+02	-.1562E+02	-.1654E+03	.1166E+03	.2047E+03	

===== I M A G E S D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1: PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Stress	Sigma X	Sigma Y	Sigma Z	Tau XY	Tau YZ	Tau XZ
Princ Strs	S1	S2	S3	Tmax	Von Mises	
Direct Cos	n1	n2	n3			
1	.9942E+00	.7089E+00	.2285E+00			
2	-.5662E+00	.4717E+00	.1000E+01			
3	.4839E+00	-.9045E+00	.7007E+00			
CUBE NO. 8						
Stress	-.9846E+02	.3817E+01	-.4227E+02	.9900E+02	.7542E+02	-.6210E+02
Pr Strs	.7658E+02	-.2984E+01	-.2105E+03	.1435E+03	.2567E+03	
1	.8289E+00	.6972E+00	.4179E+00			
2	-.5824E+00	.9304E-01	.1000E+01			
3	.5671E+00	-.9236E+00	.4162E+00			
CUBE NO. 9						
Stress	-.8203E+02	.4670E+01	-.8162E+02	.1111E+03	.7475E+02	-.9607E+01
Pr Strs	.8112E+02	.7071E+01	-.2472E+03	.1641E+03	.2982E+03	
1	.7792E+00	.6329E+00	.6291E+00			
2	-.5518E+00	-.3145E+00	.1000E+01			
3	.7013E+00	-.9507E+00	.8796E-01			
CUBE NO. 10						
Stress	-.1001E+03	.6431E+02	-.1404E+03	.1020E+03	.3123E+02	-.1244E+03
Pr Strs	.1164E+03	-.2133E+02	-.2713E+03	.1938E+03	.3404E+03	
1	.7679E+00	.6573E+00	.5559E+00			
2	-.3081E+00	-.4857E+00	.1000E+01			
3	.8038E+00	-.8142E+00	-.1477E+00			
CUBE NO. 11						
Stress	-.2289E+03	-.5065E+00	-.2614E+03	-.8630E+02	.1458E+02	.2073E+03
Pr Strs	.4424E+02	-.7146E+02	-.4636E+03	.2539E+03	.4610E+03	
1	.8248E+00	.6615E+00	-.5764E+00			
2	.1807E+00	.6460E+00	.1000E+01			
3	-.8586E+00	.7714E+00	-.3432E+00			
CUBE NO. 12						
Stress	-.1719E+03	.4261E+02	-.1487E+03	-.6632E+02	-.1176E+02	.1599E+03
Pr Strs	.8199E+02	-.3476E+02	-.3252E+03	.2036E+03	.3632E+03	
1	-.8883E+00	.6169E+00	-.5208E+00			
2	-.1347E+00	.6502E+00	.1000E+01			
3	.7960E+00	.7985E+00	-.4119E+00			
CUBE NO. 13						
Stress	-.1771E+03	.3548E+02	-.8759E+02	-.4993E+02	-.2544E+02	.1006E+03
Pr Strs	.6503E+02	-.4889E+02	-.2453E+03	.1552E+03	.2719E+03	
1	-.9712E+00	.4800E+00	-.3794E+00			
2	-.1183E+00	.5510E+00	.1000E+01			
3	.6003E+00	.8852E+00	-.4167E+00			
CUBE NO. 14						
Stress	-.1760E+03	.3733E+02	-.4278E+02	-.3300E+02	-.3485E+02	.5907E+01
Pr Strs	.6236E+02	-.4388E+02	-.1999E+03	.1311E+03	.2285E+03	

===== I N A G E 5 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1: PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

stress	Sigma X	Sigma Y	Sigma Z	Tau XY	Tau YZ	Tau XZ
Princ Strs	S1	S2	S3	Tmax	Von Mises	
Direct Cos	n1	n2	n3			
1	.1000E+01	-.2776E+00	.2402E+00			
2	.8668E-01	-.4987E+00	-.9373E+00			
3	-.3567E+00	-.8994E+00	.4456E+00			
CUBE NO. 15						
stress	-.1769E+03	.3701E+02	-.2656E+02	-.1153E+02	-.3973E+02	.1937E+02
Princ Strs	.5761E+02	-.4451E+02	-.1796E+03	.1186E+03	.2061E+03	
1	.1000E+01	-.9200E-01	.8093E-01			
2	.3150E-01	-.4500E+00	-.9009E+00			
3	-.1184E+00	-.8967E+00	.4438E+00			
CUBE NO. 16						
stress	-.1769E+03	.3701E+02	-.2656E+02	.1153E+02	-.3973E+02	-.1937E+02
Princ Strs	.5761E+02	-.4451E+02	-.1796E+03	.1186E+03	.2061E+03	
1	.1000E+01	.9200E-01	-.8093E-01			
2	-.3150E-01	-.4500E+00	-.9009E+00			
3	.1184E+00	-.8967E+00	.4438E+00			
CUBE NO. 17						
stress	-.1760E+03	.3733E+02	-.4278E+02	.3300E+02	-.3485E+02	-.5907E+02
Princ Strs	.6236E+02	-.4388E+02	-.1999E+03	.1311E+03	.2285E+03	
1	.1000E+01	.2776E+00	.2402E+00			
2	-.8668E-01	-.4987E+00	.9373E+00			
3	.3567E+00	-.8994E+00	-.4456E+00			
CUBE NO. 18						
stress	-.1771E+03	.3548E+02	-.8759E+02	.4993E+02	-.2544E+02	-.1006E+03
Princ Strs	.6503E+02	-.4889E+02	-.2453E+03	.1552E+03	.2719E+03	
1	.9712E+00	.4800E+00	.3794E+00			
2	-.1183E+00	-.5510E+00	.1000E+01			
3	.6003E+00	-.8852E+00	-.4167E+00			
CUBE NO. 19						
stress	-.1719E+03	.4261E+02	-.1487E+03	.6632E+02	-.1176E+02	-.1599E+03
Princ Strs	.8199E+02	-.3476E+02	-.3252E+03	.2036E+03	.3632E+03	
1	.8883E+00	.6169E+00	.5208E+00			
2	-.1347E+00	-.6502E+00	.1000E+01			
3	.7960E+00	-.7985E+00	-.4119E+00			
CUBE NO. 20						
stress	-.2289E+03	-.5063E+00	-.2614E+03	.8630E+02	.1458E+02	-.2073E+03
Princ Strs	.4423E+02	-.7146E+02	-.4636E+03	.2539E+03	.4610E+03	
1	.8247E+00	.6615E+00	.5764E+00			
2	-.1807E+00	-.6460E+00	.1000E+01			
3	.8586E+00	-.7714E+00	-.3432E+00			
CUBE NO. 21						
stress	-.1976E+03	-.5637E+02	-.1869E+03	-.8682E+01	.6593E+01	.1625E+03
Princ Strs	-.2954E+02	-.5604E+02	-.3552E+03	.1628E+03	.3133E+03	

===== I M A G E S C O D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Bad Case 1:PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

stress Princ Strs Direct Cos	Sigma X S1 n1	Sigma Y S2 n2	Sigma Z S3 n3	Tau XY Tmax	Tau YZ Von Mises	Tau XZ
1	.7196E+00	.8124E-02	.6970E+00			
2	.3626E-01	.1000E+01	-.4910E-01			
3	-.6961E+00	.6049E-01	.7180E+00			
CUBE NO. 22						
stress Strs	-.1697E+03	-.5000E+02	-.1045E+03	-.1249E+02	-.9766E+01	.1316E+03
1	.2943E+01	-.5441E+02	-.2727E+03	.1378E+03	.2519E+03	
2	.8209E+00	.1656E+00	-.6195E+00			
3	.1792E-01	.1000E+01	.2910E+00			
3	-.6410E+00	.2400E+00	-.7852E+00			
CUBE NO. 23						
stress Strs	-.1588E+03	-.4585E+02	-.5446E+02	-.1618E+01	-.2123E+02	.8440E+02
1	.6875E+00	-.5344E+02	-.2064E+03	.1035E+03	.1860E+03	
2	.9444E+00	.2556E+00	-.4719E+00			
3	-.6101E-01	.1000E+01	.4197E+00			
3	-.5332E+00	.3383E+00	-.8838E+00			
CUBE NO. 24						
stress Strs	-.1456E+03	-.5007E+02	-.1999E+02	.2045E+01	-.2740E+02	.4829E+02
1	.7634E+01	-.6022E+02	-.1631E+03	.8537E+02	.1489E+03	
2	.1000E+01	-.2363E+00	-.2880E+00			
3	-.1047E+00	-.9700E+00	.4324E+00			
3	-.3575E+00	-.3769E+00	-.9322E+00			
CUBE NO. 25						
stress Strs	-.1385E+03	-.5304E+02	-.6501E+01	.1181E+01	-.2890E+02	.1553E+02
1	.8576E+01	-.6607E+02	-.1405E+03	.7456E+02	.1291E+03	
2	.1000E+01	-.1041E+00	.9276E-01			
3	-.5572E-01	-.9140E+00	-.4255E+00			
3	-.1278E+00	-.4163E+00	.9110E+00			
CUBE NO. 26						
stress Strs	-.1385E+03	-.5304E+02	-.6500E+01	-.1181E+01	-.2890E+02	-.1553E+02
1	.8577E+01	-.6607E+02	-.1405E+03	.7456E+02	.1291E+03	
2	.1000E+01	.1041E+00	-.9276E-01			
3	.5572E-01	-.9140E+00	-.4255E+00			
3	.1278E+00	-.4163E+00	.9110E+00			
CUBE NO. 27						
stress Strs	-.1456E+03	-.5007E+02	-.1999E+02	-.2044E+01	-.2740E+02	-.4829E+02
1	.7634E+01	-.6022E+02	-.1631E+03	.8537E+02	.1489E+03	
2	.1000E+01	.2363E+00	-.2880E+00			
3	.1047E+00	-.9700E+00	-.4324E+00			
3	.3575E+00	-.3769E+00	.9322E+00			
CUBE NO. 28						
stress Strs	-.1588E+03	-.4585E+02	-.5446E+02	.1618E+01	-.2123E+02	-.8440E+02
1	.6874E+00	-.5344E+02	-.2064E+03	.1035E+03	.1860E+03	

===== I N A G E E T I =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1:PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

stress	Sigma X	Sigma Y	Sigma Z	Tau XY	Tau YZ	Tau XZ
Princ Strs	S1	S2	S3	Tmax	Von Mises	
Direct Cos	n1	n2	n3			
1	.9444E+00	-.2556E+00	-.4719E+00			
2	.6101E-01	.1000E+01	-.4197E+00			
3	.5332E+00	.3384E+00	.8838E+00			
CUBE NO. 29						
stress	-.1697E+03	-.5000E+02	-.1045E+03	.1249E+02	-.9767E+01	-.1316E+03
Strs	.2943E+01	-.5441E+02	-.2727E+03	.1378E+03	.2519E+03	
1	.8209E+00	-.1656E+00	-.6195E+00			
2	-.1792E-01	.1000E+01	-.2910E+00			
3	.6410E+00	.2400E+00	.7852E+00			
CUBE NO. 30						
stress	-.1976E+03	-.5637E+02	-.1869E+03	.8682E+01	.6593E+01	-.1625E+03
Strs	-.2954E+02	-.5604E+02	-.3552E+03	.1628E+03	.3133E+03	
1	.7196E+00	-.8128E-02	.6970E+00			
2	-.3626E-01	.1000E+01	.4910E-01			
3	.6961E+00	.6050E-01	-.7180E+00			
CUBE NO. 31						
stress	-.1085E+03	-.2884E+02	-.7489E+02	-.6625E+00	.1579E+02	.6838E+02
Strs	-.1222E+02	-.3712E+02	-.1629E+03	.7535E+02	.1399E+03	
1	.9822E+00	-.5329E+00	.5782E+00			
2	.9675E-01	.1000E+01	.7574E+00			
3	-.7803E+00	-.5468E+00	.8216E+00			
CUBE NO. 32						
stress	-.1054E+03	-.2686E+02	-.4028E+02	.6268E+01	-.3537E+01	.6184E+02
Strs	-.2968E+01	-.2641E+02	-.1432E+03	.7012E+02	.1301E+03	
1	.8563E+00	.4832E-01	-.5180E+00			
2	-.6184E-01	.1000E+01	-.8942E-02			
3	-.5166E+00	-.3961E-01	-.8576E+00			
CUBE NO. 33						
stress	-.1073E+03	-.3423E+02	-.2289E+02	.1377E+02	-.6993E+01	.4174E+02
Strs	-.5675E+01	-.3174E+02	-.1270E+03	.6067E+02	.1106E+03	
1	.9253E+00	.1716E+00	-.3797E+00			
2	-.1661E+00	.1000E+01	.4707E-01			
3	-.3821E+00	-.1925E-01	-.9399E+00			
CUBE NO. 34						
stress	-.1000E+03	-.3556E+02	-.7983E+01	.1206E+02	-.8092E+01	.2439E+02
Strs	-.1172E+01	-.3375E+02	-.1087E+03	.5374E+02	.9546E+02	
1	-.9798E+00	.2206E+00	.2260E+00			
2	.1895E+00	.1000E+01	-.1543E+00			
3	.2526E+00	.1053E+00	.9924E+00			
CUBE NO. 35						
stress	-.9445E+02	-.3779E+02	-.1959E+01	.4785E+01	-.7167E+01	.7775E+01
Strs	-.9344E-01	-.3851E+02	-.9560E+02	.4776E+02	.8324E+02	

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Bad Case 1:PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Stress	Sigma X	Sigma Y	Sigma Z	Tau XY	Tau YZ	Tau XZ
Princ Strs	S1	S2	S3	Tmax	Von Mises	
Direct Cos	n1	n2	n3			
1	.1000E+01	.1082E+00	.7248E-01			
2	-.9395E-01	.9880E+00	-.1790E+00			
3	-.9022E-01	.1707E+00	.9898E+00			
CUBE NO. 36						
Stress	-.9445E+02	-.3779E+02	-.1958E+01	-.4785E+01	-.7167E+01	-.7776E+01
Strs	-.9263E-01	-.3851E+02	-.9560E+02	.4776E+02	.8324E+02	
1	.1000E+01	-.1082E+00	.7249E-01			
2	.9395E-01	.9880E+00	.1790E+00			
3	.9022E-01	.1707E+00	-.9898E+00			
CUBE NO. 37						
Stress	-.1000E+03	-.3556E+02	-.7983E+01	-.1206E+02	-.8092E+01	-.2439E+02
Strs	-.1172E+01	-.3375E+02	-.1087E+03	.5374E+02	.9546E+02	
1	-.9798E+00	-.2206E+00	.2260E+00			
2	-.1895E+00	.1000E+01	.1543E+00			
3	-.2526E+00	.1053E+00	-.9924E+00			
CUBE NO. 38						
Stress	-.1073E+03	-.3423E+02	-.2289E+02	-.1377E+02	-.6993E+01	-.4174E+02
Strs	-.5675E+01	-.3174E+02	-.1270E+03	.6067E+02	.1106E+03	
1	.9253E+00	-.1716E+00	-.3797E+00			
2	.1661E+00	.1000E+01	-.4707E-01			
3	.3821E+00	-.1925E-01	.9399E+00			
CUBE NO. 39						
Stress	-.1054E+03	-.2686E+02	-.4028E+02	-.6269E+01	-.3538E+01	-.6184E+02
Strs	-.2967E+01	-.2641E+02	-.1432E+03	.7012E+02	.1301E+03	
1	.8563E+00	-.4832E-01	-.5180E+00			
2	.6184E-01	.1000E+01	.8941E-02			
3	.5166E+00	-.3962E-01	.8576E+00			
CUBE NO. 40						
Stress	-.1085E+03	-.2884E+02	-.7489E+02	.6620E+00	.1579E+02	-.6838E+02
Strs	-.1222E+02	-.3712E+02	-.1629E+03	.7535E+02	.1399E+03	
1	.9822E+00	.5329E+00	.5782E+00			
2	-.9675E-01	.1000E+01	-.7574E+00			
3	.7803E+00	-.5468E+00	-.8216E+00			
CUBE NO. 41						
Stress	-.9656E+02	-.9678E+02	-.2016E+03	-.5341E+02	-.5069E+01	.1295E+03
Strs	.1162E+02	-.1142E+03	-.2924E+03	.1520E+03	.2646E+03	
1	-.6328E+00	.2906E+00	.8594E+00			
2	-.1496E+00	.1000E+01	-.4484E+00			
3	.8948E+00	.3728E+00	.5328E+00			
CUBE NO. 42						
Stress	-.2694E+03	-.2583E+03	-.2041E+03	.5356E+01	.2360E+02	.1110E+03
Strs	-.1175E+03	-.2607E+03	-.3535E+03	.1180E+03	.2059E+03	

II- Déplacements des noeuds

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

LOAD CASE 1
 PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

DISPLACEMENTS

Node	T r a n s l a t i o n s			/	R o t a t i o n s		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	-.7989E-05	-.9761E-05	.1242E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
2	-.3226E-05	-.5734E-05	.8430E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
3	.8972E-06	-.1985E-05	.4643E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
4	-.6675E-05	-.4179E-05	.1599E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
5	-.7271E-06	-.3368E-05	.1107E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
6	.3174E-05	-.1982E-05	.6298E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
7	-.5818E-05	-.1730E-05	.1246E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
8	-.1277E-05	-.2876E-05	.8470E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
9	.2106E-05	-.2819E-05	.4684E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
10	-.2975E-05	-.1220E-05	.5999E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
11	-.9464E-06	-.2260E-05	.4151E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
12	.8618E-06	-.2220E-05	.2343E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
13	.1086E-06	-.1388E-05	.2083E-06	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
14	.6277E-06	-.2211E-05	-.8425E-07	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
15	.7850E-06	-.2266E-05	-.1737E-06	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
16	-.4667E-05	-.9364E-05	.1636E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
17	-.5937E-06	-.4874E-05	.1330E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
18	.3802E-05	-.3892E-06	.1063E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
19	-.3869E-05	-.6419E-05	.2470E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
20	.2005E-05	-.5428E-05	.2075E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
21	.8757E-05	-.4728E-05	.1704E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
22	-.3576E-05	-.2610E-05	.2054E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
23	.1436E-05	-.4558E-05	.1675E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
24	.6984E-05	-.6850E-05	.1319E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
25	-.2168E-05	-.2820E-05	.1090E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
26	.5186E-06	-.4797E-05	.8843E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
27	.3484E-05	-.6770E-05	.7029E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
28	.2594E-06	-.3149E-05	.1355E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
29	.1118E-05	-.4669E-05	.6884E-06	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
30	.2109E-05	-.6417E-05	.1204E-06	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
31	-.2586E-05	-.1108E-04	.1962E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
32	.9726E-06	-.4848E-05	.1766E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
33	.4654E-05	.1577E-05	.1595E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
34	-.1815E-05	-.7528E-05	.3220E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
35	.4139E-05	-.6086E-05	.2985E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
36	.9935E-05	-.4822E-05	.2715E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
37	-.1923E-05	-.3633E-05	.2808E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
38	.3436E-05	-.6456E-05	.2547E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
39	.8661E-05	-.9443E-05	.2269E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
40	-.1264E-05	-.3794E-05	.1565E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====

= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =

=====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

L O A D C A S E 1

PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Node	T r a n s l a t i o n s			/	R o t a t i o n s		
	X	Y	Z		X	Y	Z
41	.1787E-05	-.7035E-05	.1412E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
42	.4823E-05	-.1005E-04	.1266E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
43	.3255E-06	-.4784E-05	.3044E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
44	.1545E-05	-.7295E-05	.2408E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
45	.2717E-05	-.9904E-05	.1819E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
46	-.1223E-05	-.1262E-04	.2219E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
47	.1326E-05	-.4821E-05	.2101E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
48	.3989E-05	.3217E-05	.2018E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
49	-.3718E-06	-.8477E-05	.3810E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
50	.4083E-05	-.6437E-05	.3706E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
51	.8407E-05	-.4600E-05	.3555E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
52	-.6370E-06	-.4200E-05	.3426E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
53	.3571E-05	-.7552E-05	.3283E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
54	.7669E-05	-.1109E-04	.3110E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
55	-.5004E-06	-.4631E-05	.1976E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
56	.2026E-05	-.8778E-05	.1889E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
57	.4536E-05	-.1274E-04	.1800E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
58	.3718E-06	-.5945E-05	.4767E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
59	.1468E-05	-.9189E-05	.4345E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
60	.2554E-05	-.1258E-04	.3924E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
61	-.4578E-06	-.1361E-04	.2377E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
62	.8709E-06	-.4807E-05	.2313E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
63	.2263E-05	.4256E-05	.2286E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
64	.8779E-07	-.9078E-05	.4178E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
65	.2466E-05	-.6598E-05	.4173E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
66	.4761E-05	-.4332E-05	.4101E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
67	-.9457E-07	-.4522E-05	.3823E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
68	.2214E-05	-.8186E-05	.3774E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
69	.4448E-05	-.1203E-04	.3679E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
70	-.1242E-06	-.5092E-05	.2251E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
71	.1308E-05	-.9825E-05	.2221E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
72	.2716E-05	-.1437E-04	.2180E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
73	.2392E-06	-.6686E-05	.6026E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
74	.8952E-06	-.1042E-04	.5839E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
75	.1536E-05	-.1430E-04	.5615E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
76	-.1267E-10	-.1395E-04	.2432E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
77	-.4486E-11	-.4801E-05	.2384E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
78	.2596E-11	.4613E-05	.2378E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
79	-.1939E-10	-.9286E-05	.4304E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
80	-.6141E-11	-.6647E-05	.4333E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
81	.2673E-11	-.4227E-05	.4290E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

L O A D C A S E 1

PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Node	T r a n s l a t i o n s			/	R o t a t i o n s		
	X	Y	Z		X	Y	Z
82	-.1525E-10	-.4625E-05	.3962E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
83	-.3391E-11	-.8388E-05	.3945E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
84	.3808E-11	-.1233E-04	.3879E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
85	-.4480E-11	-.5247E-05	.2349E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
86	.6347E-12	-.1018E-04	.2339E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
87	.3697E-11	-.1492E-04	.2316E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
88	.4754E-11	-.6935E-05	.6490E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
89	.4707E-11	-.1084E-04	.6396E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
90	.5208E-11	-.1488E-04	.6254E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
91	.4576E-06	-.1361E-04	.2377E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
92	-.8709E-06	-.4807E-05	.2313E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
93	-.2263E-05	.4256E-05	.2286E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
94	-.8783E-07	-.9078E-05	.4178E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
95	-.2466E-05	-.6598E-05	.4173E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
96	-.4761E-05	-.4332E-05	.4101E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
97	.9454E-07	-.4522E-05	.3824E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
98	-.2214E-05	-.8186E-05	.3774E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
99	-.4448E-05	-.1203E-04	.3679E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
100	.1242E-06	-.5092E-05	.2251E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
101	-.1308E-05	-.9825E-05	.2221E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
102	-.2716E-05	-.1437E-04	.2180E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
103	-.2391E-06	-.6686E-05	.6026E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
104	-.8952E-06	-.1042E-04	.5839E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
105	-.1536E-05	-.1430E-04	.5615E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
106	.1223E-05	-.1262E-04	.2219E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
107	-.1326E-05	-.4821E-05	.2101E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
108	-.3989E-05	.3217E-05	.2018E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
109	.3718E-06	-.8477E-05	.3810E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
110	-.4083E-05	-.6437E-05	.3706E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
111	-.8407E-05	-.4600E-05	.3555E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
112	.6370E-06	-.4200E-05	.3427E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
113	-.3571E-05	-.7552E-05	.3283E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
114	-.7669E-05	-.1109E-04	.3110E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
115	.5004E-06	-.4631E-05	.1976E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
116	-.2026E-05	-.8778E-05	.1889E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
117	-.4536E-05	-.1274E-04	.1800E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
118	-.3718E-06	-.5945E-05	.4767E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
119	-.1468E-05	-.9189E-05	.4345E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
120	-.2554E-05	-.1258E-04	.3924E-05	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
121	.2586E-05	-.1108E-04	.1962E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
122	-.9727E-06	-.4848E-05	.1766E-04	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

***** M A C R O S 3 D *****
 * Copyright © 1987, Geotechnical Software Inc. *

SCHEMATIC ELEMENTS Version 2.0 07/01/90

Analyse de barrage par éléments finis

..... C A S E 1
 PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Node	Translations			Rotations		
	X	Y	Z	X	Y	Z
123	-.4684E-05	-.1577E-05	-.1595E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
124	-.1815E-05	-.7570E-05	-.5520E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
125	-.4139E-05	-.6004E-05	-.5955E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
126	-.9435E-05	-.4512E-05	-.2715E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
127	-.1903E-05	-.3470E-05	-.2005E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
128	-.3436E-05	-.6406E-05	-.2547E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
129	-.8641E-05	-.9447E-05	-.2519E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
130	-.1244E-05	-.5794E-05	-.1547E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
131	-.1757E-05	-.7035E-05	-.1612E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
132	-.4807E-05	-.1085E-04	-.1544E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
133	-.7055E-05	-.4714E-05	-.2445E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
134	-.1545E-05	-.7557E-05	-.1401E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
135	-.2717E-05	-.9704E-05	-.1319E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
136	-.5647E-05	-.5344E-05	-.1407E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
137	-.5977E-05	-.4004E-05	-.1777E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
138	-.7105E-05	-.3757E-05	-.1777E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
139	-.8417E-05	-.2757E-05	-.1777E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
140	-.7570E-05	-.4735E-05	-.1777E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
141	-.5574E-05	-.5110E-05	-.1777E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
142	-.5474E-05	-.4570E-05	-.1777E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
143	-.5474E-05	-.4570E-05	-.1777E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
144	-.5474E-05	-.4570E-05	-.1777E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
145	-.2148E-05	-.2820E-05	-.1393E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
146	-.5183E-04	-.4757E-05	-.5543E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
147	-.3484E-05	-.2770E-05	-.7029E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
148	-.2584E-04	-.3149E-05	-.1355E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
149	-.1118E-05	-.4689E-05	-.6835E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
150	-.2109E-05	-.6417E-05	-.1204E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
151	-.7999E-05	-.5761E-05	-.1242E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
152	-.3226E-05	-.5754E-05	-.9401E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
153	-.8972E-05	-.1955E-05	-.4643E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
154	-.6675E-05	-.4179E-05	-.1595E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
155	-.7271E-06	-.3368E-05	-.1107E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
156	-.3174E-05	-.1852E-05	-.4295E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
157	-.5515E-05	-.1730E-05	-.1246E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00
158	-.1277E-05	-.2574E-05	-.2470E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
159	-.2106E-05	-.2517E-05	-.4604E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
160	-.2975E-05	-.1220E-05	-.5999E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
161	-.9464E-05	-.2260E-05	-.4153E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
162	-.8618E-05	-.2220E-05	-.2343E-05	.000E+00	.000E+00	.000E+00
163	-.1006E-06	-.1383E-05	-.2054E-04	.000E+00	.000E+00	.000E+00

Application de la méthode des images 3D
Copyright (c) 1984 Celestial Software Ltd.

SOLE DISPLACEMENTS

Version 2.0 07/01/80

Analysis is not yet performed.

LOAD CASE 1

PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Node	U	V	W	UX	UY	UZ
154	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
155	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
156	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
167	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
168	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
169	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
170	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
171	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
172	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
173	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
174	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
175	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
176	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
177	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
178	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
179	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
180	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
181	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
182	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
183	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
184	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
185	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
186	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
187	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
188	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
189	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
190	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
191	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
192	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
193	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
194	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
195	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
196	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
197	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
198	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
199	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
200	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

III- Fréquences de vibration du barrage

#####

Mode	Eigenvalue	Frequency	Period	Error
DDDD	DDDDDDDDDD	DDDDDDDDDD	DDDDDDDDDD	DDDDDDDDDD
1	3.56946E+05	9.50871E+01	1.05157E-02	0. 0 E+00
2	4.54198E+05	1.07261E+02	9.32303E-03	2.56309E-15
3	7.41840E+05	1.37082E+02	7.29490E-03	3.72694E-15
4	9.11401E+05	1.51941E+02	6.58150E-03	1.43699E-15
5	9.80159E+05	1.57568E+02	6.34646E-03	2.22697E-15
6	9.98440E+05	1.69031E+02	6.28809E-03	1.16577E-15
7	1.44014E+06	1.90995E+02	5.23574E-03	2.42509E-15
8	1.75327E+06	2.10739E+02	4.74521E-03	1.99197E-15
9	2.15594E+06	2.30689E+02	4.27919E-03	6.74569E-16
10	2.17292E+06	2.34608E+02	4.26244E-03	4.01616E-15
11	2.19056E+06	2.35558E+02	4.24524E-03	0. 0 E+00
12	2.56663E+06	2.54978E+02	3.92171E-03	1.60054E-15
13	2.58295E+06	2.55742E+02	3.91049E-03	1.12716E-15
14	2.75217E+06	2.64033E+02	3.78741E-03	2.11498E-16
15	2.80833E+06	2.67661E+02	3.73607E-03	2.05802E-16
16	2.92515E+06	2.72204E+02	3.67372E-03	1.39093E-15
17	3.46631E+06	2.96315E+02	3.37479E-03	1.13853E-17
18	3.52458E+06	2.98794E+02	3.34679E-03	5.02970E-17
19	4.06685E+06	3.20959E+02	3.11567E-03	8.76066E-08
20	4.41196E+06	3.34300E+02	2.99133E-03	9.67902E-07

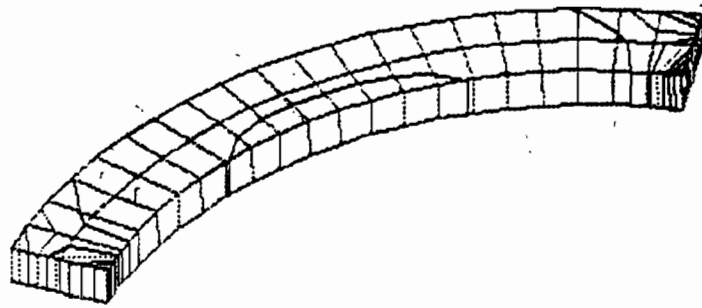
Press ENTER to continue

Fréquences naturelles du barrage : pas de zone fissurée.

IV- Comportement de l'arc encastré et du mur console:
courbes iso-contraintes

IMAGES-3D
VER. 2.8

- -4.789E-1
- -3.506E-1
- -2.222E-1
- -9.357E-2
- 3.434E-2
- 1.626E-1
- 2.989E-1
- 4.193E-1



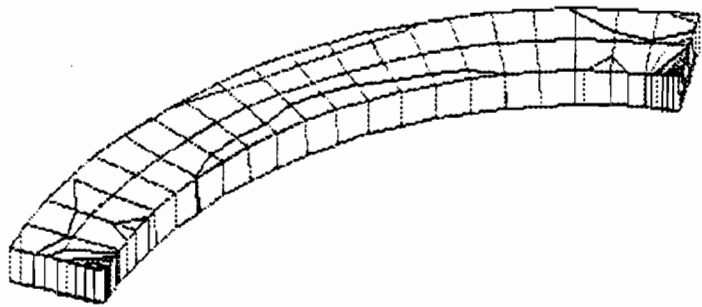
Load Case
1

Stress Contour Plot
Pr St: S1

4/27/91
23:48:53

IMAGES-3D
VER. 2.8

- -6.085E-1
- -5.102E-1
- -4.128E-1
- -3.138E-1
- -2.156E-1
- -1.174E-1
- -1.920E-2
- 7.908E-2



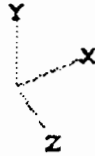
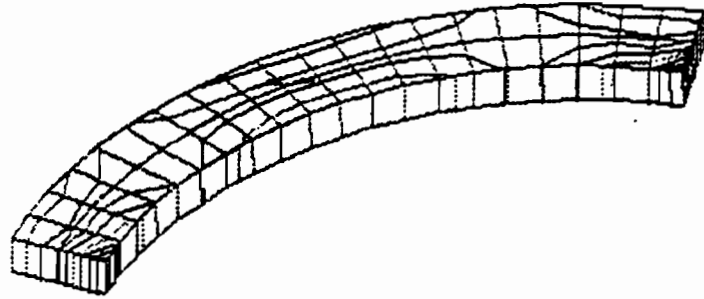
Load Case
1

Stress Contour Plot
Pr St: S2

4/27/91
23:58:38

IMAGES-3D
VER. 2.8

— -1.549E+0
— -1.358E+0
— -1.151E+0
— -9.821E-1
— -7.531E-1
— -5.548E-1
— -3.558E-1
— -1.559E-1



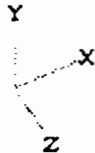
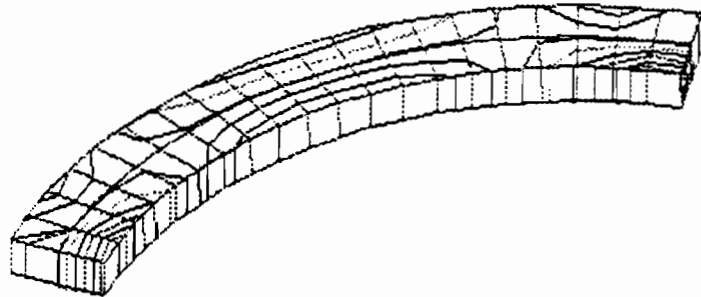
Load Case
1

Stress Contour Plot
Pr St: S3

4/27/91
23:51:36

IMAGES-3D
VER. 2.8

— 1.877E-1
— 3.132E-1
— 4.387E-1
— 5.642E-1
— 6.898E-1
— 8.153E-1
— 9.408E-1
— 1.066E+0



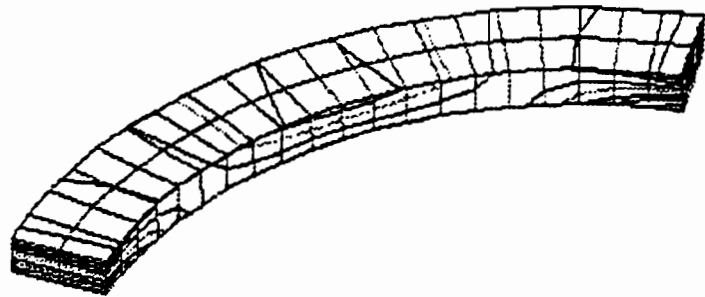
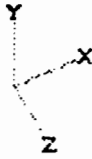
Load Case
1

Stress Contour Plot
Von Mises

4/27/91
23:52:36

VER. 2.0

- -1.843E-1
- -3.627E-2
- 1.117E-1
- 2.598E-1
- 4.078E-1
- 5.558E-1
- 7.038E-1
- 8.518E-1



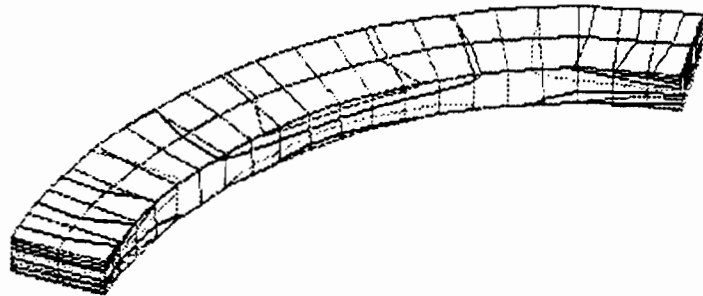
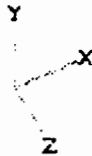
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S1

4/28/91
1:24: 6

VER. 2.0

- -7.777E-1
- -5.555E-1
- -3.333E-1
- -1.111E-1
- 1.111E-1
- 3.333E-1
- 5.555E-1
- 7.777E-1



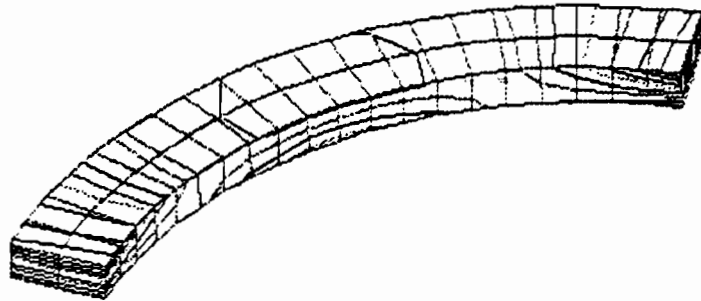
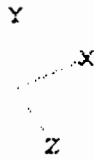
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S2

4/28/91
1:25: 1

IMAGES-3D
VER. 2.0

— -6.519E-1
— -7.039E-1
— -5.558E-1
- -4.078E-1
— -2.598E-1
— -1.117E-1
— 3.627E-2
— 1.043E-1



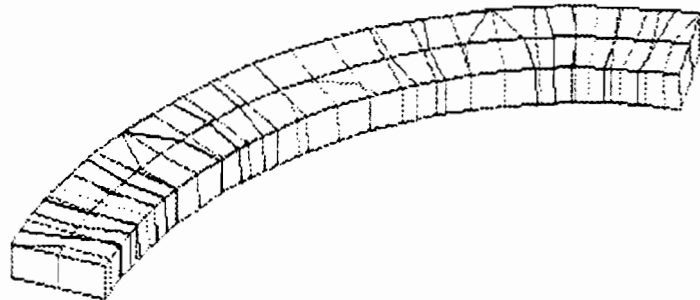
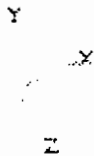
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S3

4/28/91
1:26:17

VER. 2.0

— 2.260E-1
— 3.245E-1
— 4.210E-1
- -5.175E-1
— 6.140E-1
— 7.105E-1
— 8.070E-1
- -9.035E-1



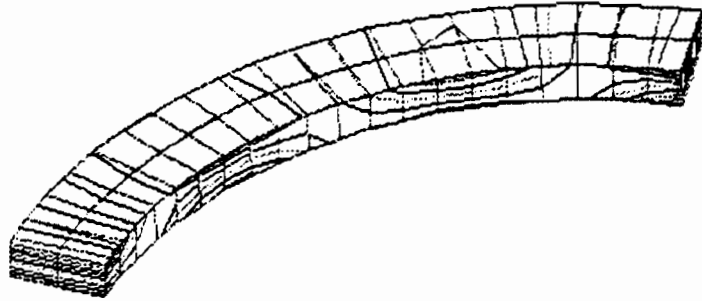
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Von Mises

4/28/91
1:28:10

IMAGES-3D
VER. 2.0

— -1.665E-1
— -2.071E-2
— 1.251E-1
- - - 2.789E-1
— 4.167E-1
— 5.625E-1
— 7.083E-1
— 8.541E-1



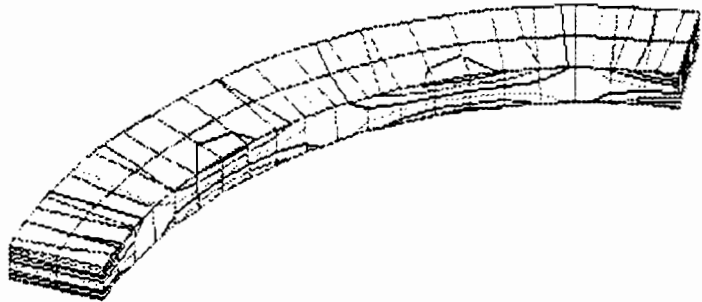
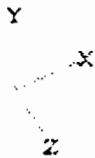
Mode Shape
2

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S1

4/29/91
16:23:38

IMAGES-3D
VER. 2.0

— -7.777E-1
— -5.555E-1
— -3.333E-1
- - - -1.111E-1
— 1.110E-1
— 3.333E-1
— 5.555E-1
— 7.777E-1



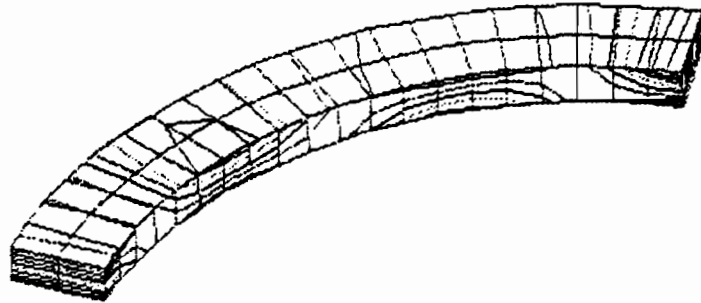
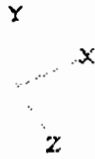
Mode Shape
2

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S2

4/29/91
16:25:15

IMAGES-3D
VER. 2.8

- -8.541E-1
- -7.083E-1
- -5.625E-1
- -4.167E-1
- -2.709E-1
- -1.251E-1
- 2.069E-2
- 1.665E-1



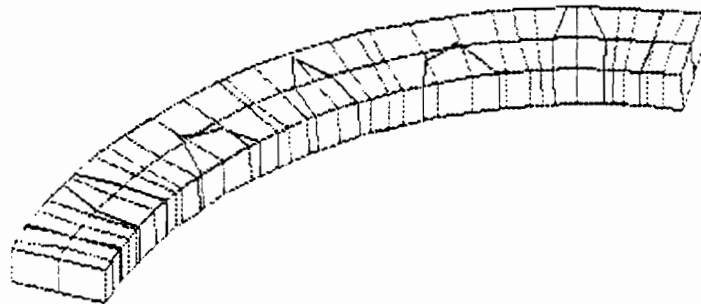
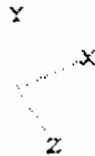
Mode Shape
2

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S3

4/29/91
16:26:33

IMAGES-3D
VER. 2.8

- 2.906E-1
- 4.679E-1
- 6.453E-1
- 8.226E-1



Mode Shape
2

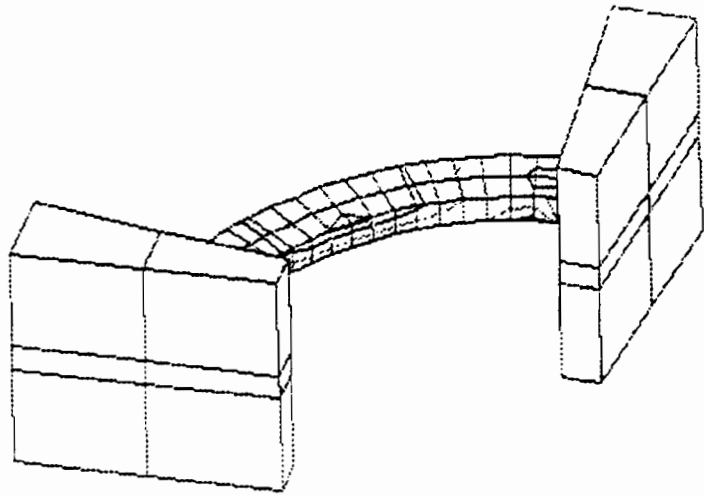
Mode Stress Contour Plot
Von Mises

4/29/91
16:28:21



IMAGES-3D
VER. 2.8

— -6.187E-2
- - - 1.157E-1
— 2.926E-1
— 4.694E-1
— 6.463E-1
— 8.231E-1



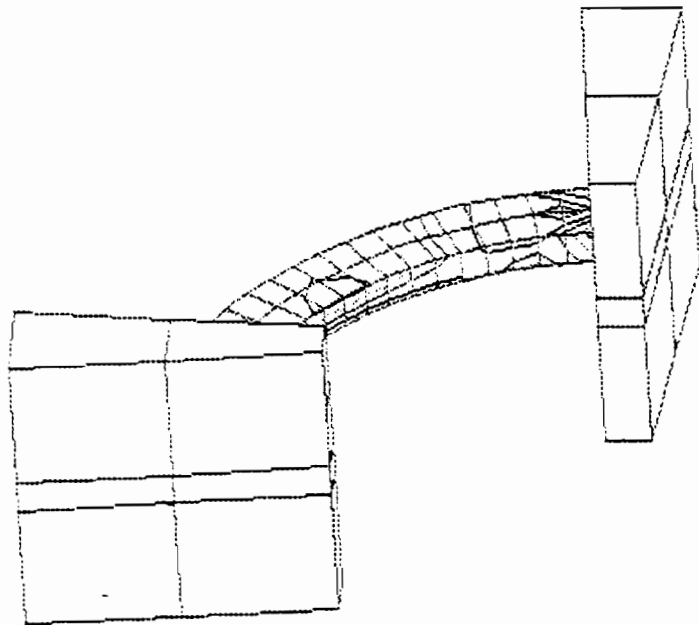
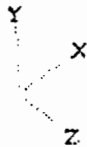
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S1

4/29/91
17:43:12

VER. 2.8

— -1.003E-1
— 3.716E-2
— 1.747E-1
- - - 3.122E-1
— 4.498E-1
— 5.873E-1
— 7.249E-1
- - - 8.624E-1



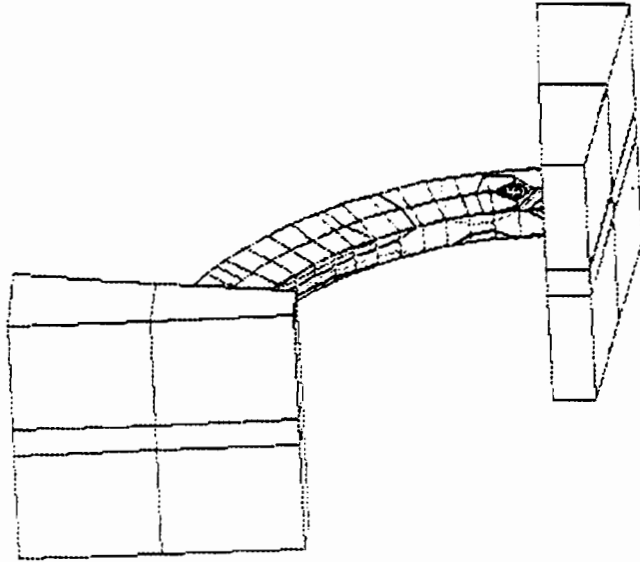
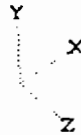
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S1

4/29/91
17:46:53

IMAGES-3D
VER. 2.0

——-7.777E-1
——-5.555E-1
——-3.333E-1
.....1.111E-1
——-1.111E-1
——-3.333E-1
——-5.555E-1
.....7.777E-1



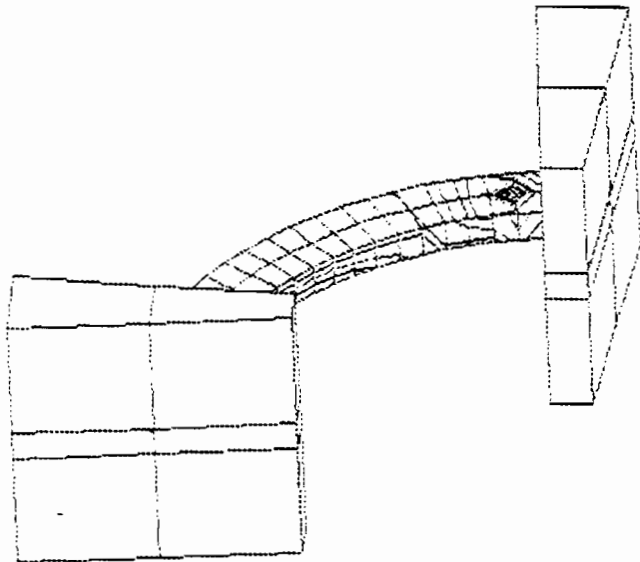
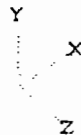
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S2

4/29/91
17:48:35

IMAGES-3D
VER. 2.0

——-8.624E-1
——-7.249E-1
——-5.873E-1
.....4.498E-1
——-3.122E-1
.....1.747E-1
——-3.716E-2
.....1.803E-1



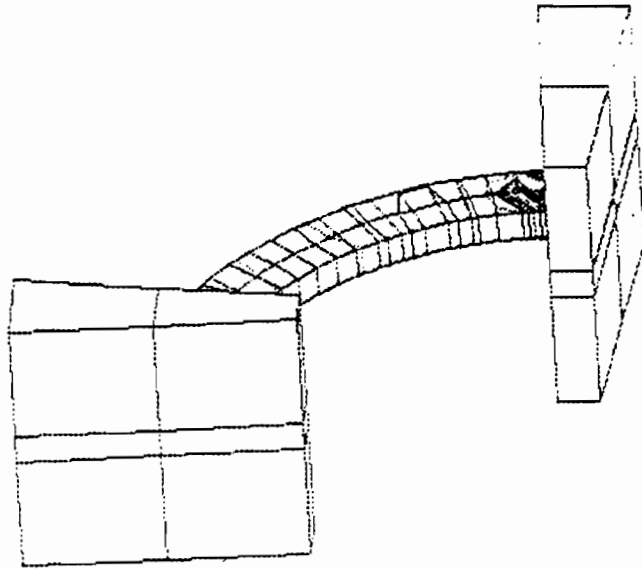
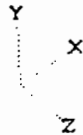
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S3

4/29/91
17:58:2

IMAGES-3D
VER. 2.0

- 1.141E-1
- 2.249E-1
- 3.356E-1
- 4.463E-1
- 5.570E-1
- 6.678E-1
- 7.785E-1
- 8.892E-1



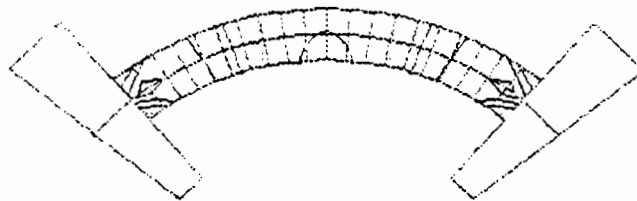
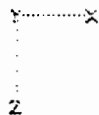
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Von Mises

4/29/91
17:51:52

IMAGES-3D
VER. 2.0

- 1.003E-1
- 3.716E-2
- 1.747E-1
- 3.122E-1
- 4.498E-1
- 5.873E-1
- 7.249E-1
- 8.624E-1



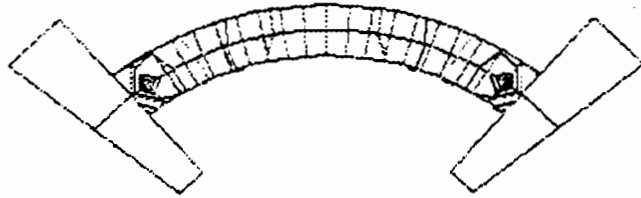
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S1

4/29/91
17:53:0

IMAGES-3D
VER. 2.0

——-7.777E-1
——-5.555E-1
——-3.333E-1
——-1.111E-1
—— 1.111E-1
—— 3.333E-1
—— 5.555E-1
.....7.777E-1



Y-----X
|
|
2

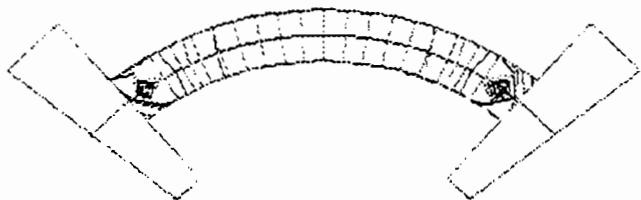
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S2

4/29/91
17:55:45

IMAGES-3D
VER. 2.0

——-6.624E-1
——-7.249E-1
——-5.873E-1
.....4.498E-1
——-3.122E-1
.....1.747E-1
——-3.716E-2
.....1.803E-1



Y-----X
|
|
2

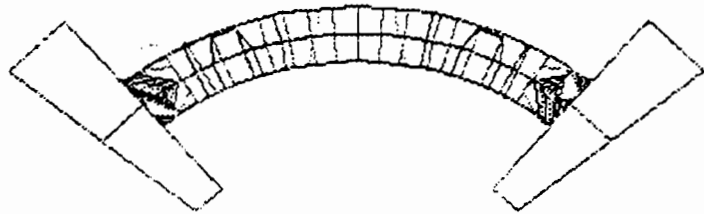
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S3

4/29/91
17:57: 2

IMAGES-3D
VER. 2.8

- 1.141E-1
- 2.249E-1
- 3.356E-1
- 4.463E-1
- 5.570E-1
- 6.678E-1
- 7.785E-1
- 8.892E-1



Y-----X

.....

Z

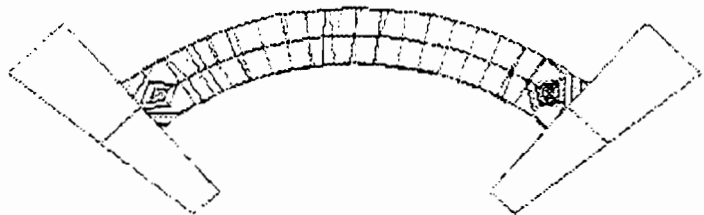
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Von Mises

4/29/91
17:58:17

IMAGES-3D
VER. 2.8

- -1.378E-1
- 5.052E-3
- 1.471E-1
- 2.893E-1
- 4.314E-1
- 5.735E-1
- 7.157E-1
- 8.578E-1



Y-----X

Z

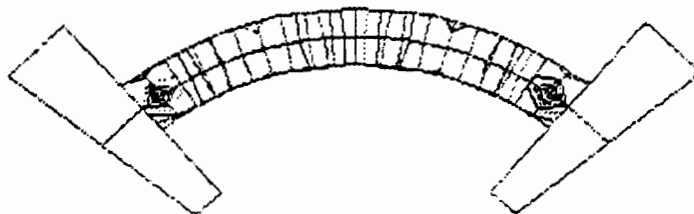
Mode Shape
2

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S1

4/29/91
18: 8:36

IMAGES-3D
VER. 2.8

— -7.777E-1
— -5.555E-1
— -3.333E-1
- -1.111E-1
- 1.111E-1
— 3.333E-1
— 5.555E-1
— 7.777E-1



Y-----X

Z

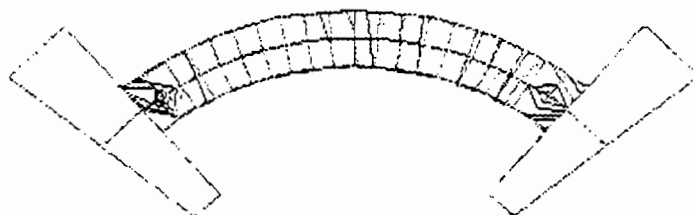
Mode Shape
2

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S2

4/29/91
18: 1:44

IMAGES-3D
VER. 2.8

— -8.578E-1
— -7.157E-1
— -5.735E-1
- -4.314E-1
- 2.893E-1
- 1.471E-1
— -5.051E-3
— 1.370E-1



Y-----X

Z

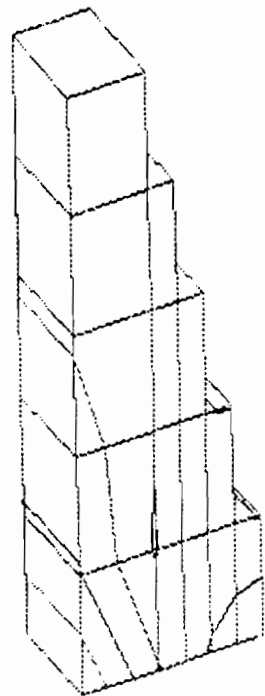
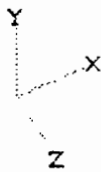
Mode Shape
2

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S3

4/29/91
18: 2:57

IMAGES-3D
VER. 2.0

— -2.145E+1
- - - 5.612E+2
= 1.143E+3
= 1.726E+3



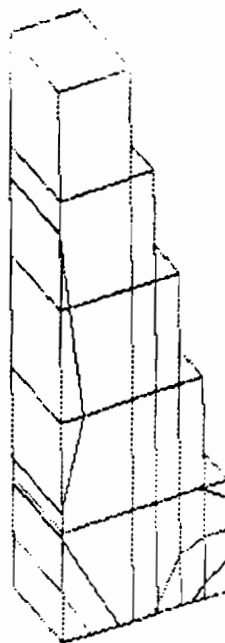
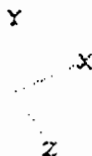
Load Case
1

Stress Contour Plot
Pr St: S1

4/30/91
10:46:25

IMAGES-3D
VER. 2.8

— -6.175E+2
— -2.580E+2
— 1.815E+2
— 4.610E+2



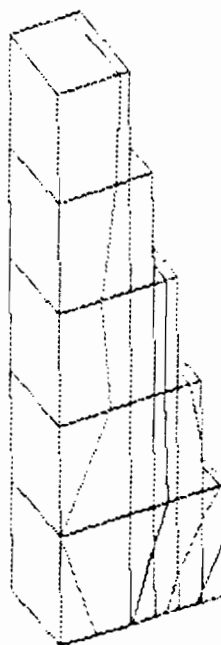
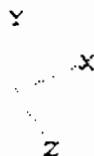
Load Case
1

Stress Contour Plot
Pr St: S2

4/38/91
18:47:58

IMAGES-3D
VER. 2.8

— -2.036E+3
— -1.421E+3
— -8.855E+2
— -1.898E+2



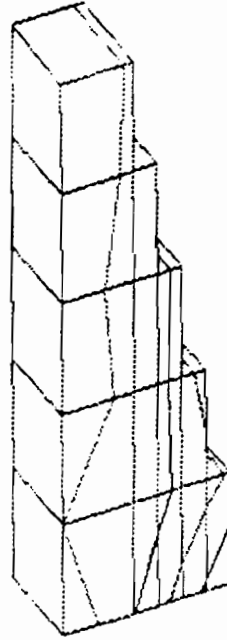
Load Case
1

Stress Contour Plot
Pr St: S3

4/38/91
18:49:33

VER. 2.8

— -2.835E+3
— -1.421E+3
— -8.855E+2
— -1.898E+2



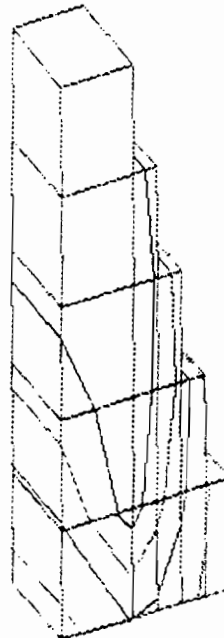
Load Case
1

Stress Contour Plot
Pr St: S3

4/38/91
18:49:33

IMAGES-3D
VER. 2.8

— 5.868E+2
— 8.596E+2
— 1.212E+3
— 1.566E+3



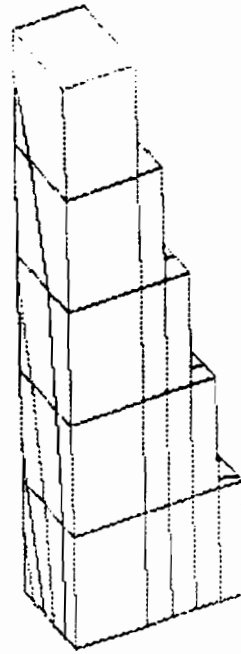
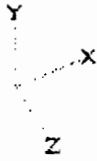
Load Case
1

Stress Contour Plot
Von Mises

4/38/91
18:53:49

VER. 2.8

— 8.614E-2
— 3.146E-1
— 5.430E-1
— 7.715E-1



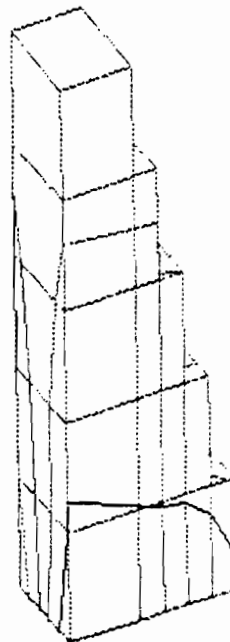
Mode Shape
1

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S1

4/30/91
11: 1:46

IMAGES-3D
VER. 2.8

— -5.999E-1
- -1.999E-1
— 2.000E-1
— 6.000E-1



Mode Shape
1

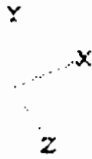
Mode Stress Contour Plot
Pr St: S2

4/30/91
11: 2:38

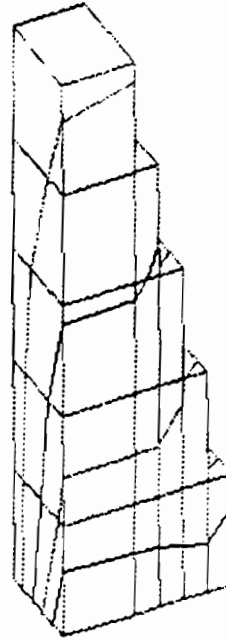
$\frac{1}{1/2}$

IMAGES-3D
VER. 2.8

— -7.715E-1
— -5.430E-1
— -3.146E-1
— -8.614E-2



Mode Shape
1

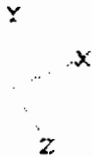


Mode Stress Contour Plot
Pr St: S3

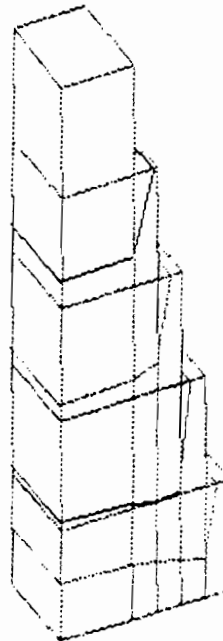
4/38/91
11: 3:29

IMAGES-3D
VER. 2.8

— 2.532E-1
— 4.399E-1
— 6.266E-1
— 8.133E-1



Mode Shape
1

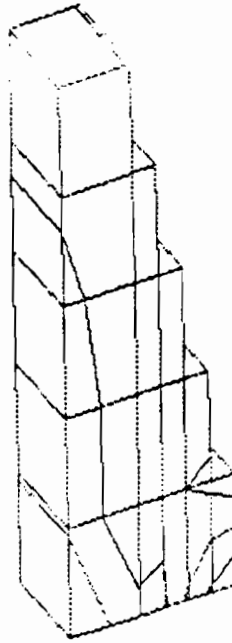
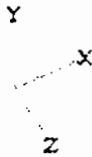


Mode Stress Contour Plot
Von Mises

4/38/91
11: 4:15

IMAGES-3D
VER. 2.8

— -3.873E-1
— 1.949E-2
— 3.463E-1
— 6.731E-1



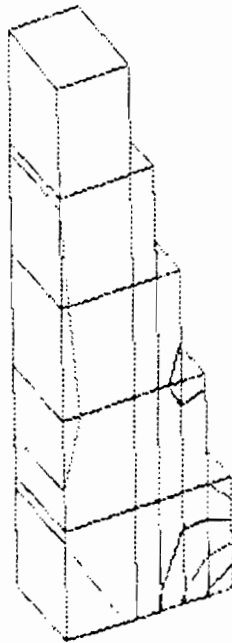
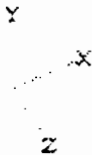
Mode Shape
2

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S1

4/30/91
11:12:10

IMAGES-3D
VER. 2.8

— -7.249E-1
— -4.498E-1
— -1.748E-1
— 1.882E-1



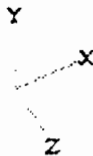
Mode Shape
2

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S2

4/30/91
11:13:13

IMAGES-3D
VER. 2.8

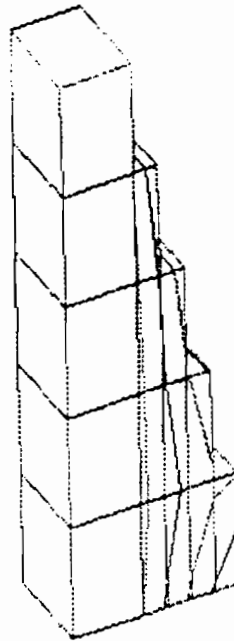
—— -7.805E-1
—— -5.611E-1
—— -3.417E-1
—— -1.222E-1



Mode Shape
2

Mode Stress Contour Plot
Pr St: S3

4/38/91
11:13:58



IMAGES-3D
VER. 2.8

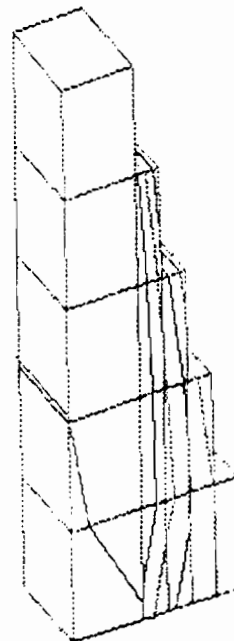
—— 2.630E-1
..... 4.473E-1
—— 6.315E-1
—— 8.157E-1



Mode Shape
2

Mode Stress Contour Plot
Von Mises

4/38/91
11:15:3



===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Bad Case 1: PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

stress Princ Strs Direct Cos	Sigma X S1 n1	Sigma Y S2 n2	Sigma Z S3 n3	Tau XY Tmax	Tau YZ Von Mises	Tau XZ
1	-.8045E+00	-.1807E+00	.5972E+00			
2	-.1071E+00	.1000E+01	.1584E+00			
3	.6147E+00	-.6234E-01	.8092E+00			
CUBE NO. 43						
stress Strs	-.3515E+03	-.3264E+03	-.1660E+03	.9467E+01	.4024E+02	.1057E+03
1	-.1105E+03	-.3331E+03	-.4003E+03	.1449E+03	.2627E+03	
2	.9199E+00	-.1876E+00	-.4107E+00			
3	.1194E+00	.1000E+01	-.1894E+00			
3	-.4355E+00	-.1222E+00	-.9195E+00			
CUBE NO. 44						
stress Strs	-.4108E+03	-.3695E+03	-.1411E+03	.7246E+01	.5126E+02	.7205E+02
1	-.1127E+03	-.3793E+03	-.4294E+03	.1583E+03	.2948E+03	
2	-.9850E+00	-.1550E+00	-.2409E+00			
3	-.1080E+00	.1000E+01	-.2017E+00			
3	.2653E+00	-.1683E+00	-.9765E+00			
CUBE NO. 45						
stress Strs	-.4404E+03	-.3892E+03	-.1260E+03	.2535E+01	.5667E+02	.2538E+02
1	-.1124E+03	-.4007E+03	-.4425E+03	.1651E+03	.3113E+03	
2	.1000E+01	.6323E-01	.7751E-01			
3	.4655E-01	-.9835E+00	.2016E+00			
3	-.8854E-01	.1971E+00	.9815E+00			
CUBE NO. 46						
stress Strs	-.4404E+03	-.3892E+03	-.1260E+03	-.2535E+01	.5667E+02	-.2538E+02
1	-.1124E+03	-.4007E+03	-.4425E+03	.1651E+03	.3114E+03	
2	.1000E+01	-.6323E-01	-.7751E-01			
3	-.4655E-01	-.9835E+00	.2016E+00			
3	.8854E-01	.1970E+00	.9815E+00			
CUBE NO. 47						
stress Strs	-.4108E+03	-.3695E+03	-.1411E+03	-.7245E+01	.5125E+02	-.7205E+02
1	-.1127E+03	-.3793E+03	-.4294E+03	.1583E+03	.2948E+03	
2	-.9850E+00	.1550E+00	-.2409E+00			
3	.1080E+00	.1000E+01	.2017E+00			
3	-.2653E+00	-.1683E+00	.9765E+00			
CUBE NO. 48						
stress Strs	-.3515E+03	-.3264E+03	-.1660E+03	-.9467E+01	.4024E+02	-.1057E+03
1	-.1105E+03	-.3331E+03	-.4003E+03	.1449E+03	.2627E+03	
2	.9199E+00	.1876E+00	-.4107E+00			
3	-.1194E+00	.1000E+01	.1894E+00			
3	.4355E+00	-.1222E+00	.9195E+00			
CUBE NO. 49						
stress Strs	-.2694E+03	-.2583E+03	-.2041E+03	-.5356E+01	.2360E+02	-.1110E+03
1	-.1175E+03	-.2607E+03	-.3535E+03	.1180E+03	.2059E+03	

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

bad Case 1:PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Press Princ Strs Direct Cos	Sigma X S1 n1	Sigma Y S2 n2	Sigma Z S3 n3	Tau XY Tmax	Tau YZ Von Mises	Tau XZ
1	-.8045E+00	.1807E+00	.5972E+00			
2	.1071E+00	.1000E+01	-.1584E+00			
3	-.6147E+00	-.6235E-01	-.8092E+00			
CUBE NO. 50						
Press Strs	-.9656E+02	-.9678E+02	-.2016E+03	.5341E+02	-.5068E+01	-.1295E+03
1	.1162E+02	-.1142E+03	-.2924E+03	.1520E+03	.2646E+03	
2	-.6328E+00	-.2906E+00	.8594E+00			
3	.1496E+00	.1000E+01	.4484E+00			
3	-.8948E+00	.3728E+00	-.5328E+00			
CUBE NO. 51						
Press Strs	-.9836E+02	-.8743E+02	-.2394E+03	-.1361E+03	.2436E+02	.1691E+03
1	.8162E+02	-.1212E+03	-.3857E+03	.2336E+03	.4059E+03	
2	.7724E+00	.3826E+00	-.9853E+00			
3	.4313E+00	.1000E+01	.7264E+00			
3	-.9650E+00	.7532E+00	-.4639E+00			
CUBE NO. 52						
Press Strs	-.3040E+03	-.1814E+03	-.2227E+03	-.6446E+02	-.4894E+01	.1593E+03
1	-.7921E+02	-.1919E+03	-.4369E+03	.1789E+03	.3168E+03	
2	.8866E+00	.1259E+00	-.6761E+00			
3	.2111E+00	.1000E+01	.4631E+00			
3	-.6545E+00	.4931E+00	-.7665E+00			
CUBE NO. 53						
Press Strs	-.4132E+03	-.2707E+03	-.1629E+03	-.3857E+02	-.2493E+02	.1559E+03
1	-.8004E+02	-.2761E+03	-.4906E+03	.2053E+03	.3557E+03	
2	.9257E+00	-.1207E-01	.4462E+00			
3	.1134E+00	.1000E+01	-.2082E+00			
3	-.4317E+00	.2368E+00	.9021E+00			
CUBE NO. 54						
Press Strs	-.4970E+03	-.3323E+03	-.1182E+03	-.2063E+02	-.3159E+02	.1084E+03
1	-.8421E+02	-.3367E+03	-.5266E+03	.2212E+03	.3844E+03	
2	.9778E+00	-.2315E-01	.2613E+00			
3	.6241E-01	.1000E+01	-.1449E+00			
3	-.2548E+00	.1561E+00	.9673E+00			
CUBE NO. 55						
Press Strs	-.5410E+03	-.3638E+03	-.9193E+02	-.6452E+01	-.3399E+02	.3860E+02
1	-.8440E+02	-.3680E+03	-.5443E+03	.2300E+03	.4019E+03	
2	.1000E+01	-.9492E-02	.8564E-01			
3	.1996E-01	.9960E+00	-.1227E+00			
3	-.8382E-01	.1239E+00	.9925E+00			
CUBE NO. 56						
Press Strs	-.5410E+03	-.3638E+03	-.9193E+02	.6452E+01	-.3399E+02	-.3860E+02
1	-.8440E+02	-.3680E+03	-.5443E+03	.2300E+03	.4019E+03	

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

bad Case 1:PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

stress	Sigma X	Sigma Y	Sigma Z	Tau XY	Tau YZ	Tau XZ
Princ Strs	S1	S2	S3	Tmax	Von Mises	
Direct Cos	n1	n2	n3			
1	.1000E+01	.9492E-02	.8564E-01			
2	-.1996E-01	.9960E+00	.1227E+00			
3	.8382E-01	.1239E+00	-.9925E+00			
CUBE NO. 57						
stress	-.4970E+03	-.3323E+03	-.1182E+03	.2063E+02	-.3159E+02	-.1084E+03
Princ Strs	-.8421E+02	-.3367E+03	-.5266E+03	.2212E+03	.3844E+03	
1	.9778E+00	.2315E-01	.2613E+00			
2	-.6241E-01	.1000E+01	.1449E+00			
3	.2548E+00	.1561E+00	-.9673E+00			
CUBE NO. 58						
stress	-.4132E+03	-.2707E+03	-.1629E+03	.3857E+02	-.2493E+02	-.1559E+03
Princ Strs	-.8004E+02	-.2761E+03	-.4906E+03	.2053E+03	.3557E+03	
1	.9257E+00	.1207E-01	.4462E+00			
2	-.1134E+00	.1000E+01	.2082E+00			
3	.4317E+00	.2368E+00	-.9021E+00			
CUBE NO. 59						
stress	-.3040E+03	-.1814E+03	-.2227E+03	.6446E+02	-.4894E+01	-.1593E+03
Princ Strs	-.7921E+02	-.1919E+03	-.4369E+03	.1789E+03	.3168E+03	
1	.8866E+00	-.1259E+00	-.6761E+00			
2	-.2111E+00	.1000E+01	-.4631E+00			
3	.6545E+00	.4931E+00	.7665E+00			
CUBE NO. 60						
stress	-.9836E+02	-.8743E+02	-.2394E+03	.1361E+03	.2436E+02	-.1691E+03
Princ Strs	.8162E+02	-.1212E+03	-.3857E+03	.2336E+03	.4059E+03	
1	.7724E+00	-.3826E+00	-.9853E+00			
2	-.4313E+00	.1000E+01	-.7264E+00			
3	.9650E+00	.7532E+00	.4639E+00			
CUBE NO. 61						
stress	-.7370E+02	-.2448E+02	-.1284E+03	-.1240E+03	.5283E+02	.1056E+03
Princ Strs	.8167E+02	-.3798E+02	-.2703E+03	.1760E+03	.3099E+03	
1	.8291E+00	.5029E+00	-.9009E+00			
2	.5990E+00	.7064E+00	.9456E+00			
3	-.8401E+00	.1000E+01	-.2149E+00			
CUBE NO. 62						
stress	-.1982E+03	-.7494E+02	-.1260E+03	-.8712E+02	.3903E+02	.1170E+03
Princ Strs	-.2050E+02	-.5845E+02	-.3202E+03	.1499E+03	.2827E+03	
1	.1000E+01	.2649E+00	-.7944E+00			
2	.4660E+00	.8521E+00	.8707E+00			
3	-.6958E+00	.9513E+00	-.5587E+00			
CUBE NO. 63						
stress	-.2815E+03	-.1152E+03	-.8536E+02	-.6404E+02	.5132E+01	.1182E+03
Princ Strs	-.2351E+02	-.1062E+03	-.3523E+03	.1644E+03	.2963E+03	

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1:PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Stress Princ Strs Direct Cos	Sigma X S1 n1	Sigma Y S2 n2	Sigma Z S3 n3	Tau XY Tmax	Tau YZ Von Mises	Tau XZ
1	.9505E+00	-.1102E+00	.4897E+00			
2	.2659E+00	.1000E+01	-.2910E+00			
3	-.4258E+00	.3784E+00	.9115E+00			
CUBE NO. 64						
Stress	-.3503E+03	-.1557E+03	-.5237E+02	-.3722E+02	-.1375E+02	.8433E+01
Princ Strs	-.2605E+02	-.1550E+03	-.3773E+03	.1756E+03	.3077E+03	
1	-.9853E+00	-.9796E-01	.2741E+00			
2	-.1500E+00	.1000E+01	-.1819E+00			
3	.2494E+00	.2145E+00	.9733E+00			
CUBE NO. 65						
Stress	-.3875E+03	-.1772E+03	-.3195E+02	-.1218E+02	-.2261E+02	.3045E+02
Princ Strs	-.2569E+02	-.1804E+03	-.3906E+03	.1824E+03	.3172E+03	
1	.1000E+01	-.3502E-01	.8841E-01			
2	.4839E-01	.9914E+00	-.1546E+00			
3	-.8186E-01	.1582E+00	.9886E+00			
CUBE NO. 66						
Stress	-.3875E+03	-.1772E+03	-.3195E+02	.1218E+02	-.2261E+02	-.3045E+02
Princ Strs	-.2569E+02	-.1804E+03	-.3906E+03	.1824E+03	.3172E+03	
1	.1000E+01	.3502E-01	.8841E-01			
2	-.4839E-01	.9914E+00	.1546E+00			
3	.8186E-01	.1582E+00	-.9886E+00			
CUBE NO. 67						
Stress	-.3503E+03	-.1557E+03	-.5237E+02	.3722E+02	-.1375E+02	-.8433E+01
Princ Strs	-.2605E+02	-.1550E+03	-.3773E+03	.1756E+03	.3077E+03	
1	-.9853E+00	.9796E-01	.2741E+00			
2	.1500E+00	.1000E+01	.1819E+00			
3	-.2494E+00	.2145E+00	-.9733E+00			
CUBE NO. 68						
Stress	-.2815E+03	-.1152E+03	-.8536E+02	.6404E+02	.5132E+01	-.1182E+03
Princ Strs	-.2351E+02	-.1062E+03	-.3523E+03	.1644E+03	.2963E+03	
1	.9505E+00	.1102E+00	.4897E+00			
2	-.2659E+00	.1000E+01	.2910E+00			
3	.4258E+00	.3784E+00	-.9115E+00			
CUBE NO. 69						
Stress	-.1982E+03	-.7494E+02	-.1260E+03	.8712E+02	.3903E+02	-.1170E+03
Princ Strs	-.2050E+02	-.5845E+02	-.3202E+03	.1499E+03	.2827E+03	
1	.1000E+01	-.2649E+00	-.7944E+00			
2	-.4660E+00	.8521E+00	-.8707E+00			
3	.6958E+00	.9513E+00	.5587E+00			
CUBE NO. 70						
Stress	-.7370E+02	-.2448E+02	-.1284E+03	.1240E+03	.5284E+02	-.1056E+03
Princ Strs	.8167E+02	-.3798E+02	-.2703E+03	.1760E+03	.3099E+03	

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1: PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Stress Princ Strs Direct Cos	Sigma X S1 n1	Sigma Y S2 n2	Sigma Z S3 n3	Tau XY Tmax	Tau YZ Von Mises	Tau XZ
1	-.8291E+00	-.5029E+00	-.9008E+00			
2	.5990E+00	.7064E+00	-.9456E+00			
3	-.8401E+00	.1000E+01	.2149E+00			
CUBE NO. 71						
Stress	-.2218E+02	-.2309E+01	-.3337E+02	-.9917E+02	.5191E+02	.2011E+02
Pr Strs	.9289E+02	-.1419E+02	-.1366E+03	.1147E+03	.1989E+03	
n1	.7242E+00	.5425E+00	-.7077E+00			
n2	.7319E+00	.1591E+00	.8710E+00			
n3	-.5094E+00	.1000E+01	.2454E+00			
CUBE NO. 72						
Stress	-.9308E+02	-.1654E+02	-.4716E+02	-.6626E+02	.3880E+02	.4170E+02
Pr Strs	.2482E+02	-.2252E+02	-.1591E+03	.9195E+02	.1654E+03	
n1	.8615E+00	.5744E+00	-.4670E+00			
n2	.5386E+00	.5116E-02	.1000E+01			
n3	-.5078E+00	.9799E+00	.2685E+00			
CUBE NO. 73						
Stress	-.1484E+03	-.3234E+02	-.3816E+02	-.5070E+02	.1429E+02	.5305E+02
Pr Strs	-.1021E+02	-.2121E+02	-.1875E+03	.8865E+02	.1721E+03	
n1	.1000E+01	.1046E+00	-.5221E+00			
n2	.3626E+00	.6797E+00	.8307E+00			
n3	-.3899E+00	.9003E+00	-.5665E+00			
CUBE NO. 74						
Stress	-.1949E+03	-.4198E+02	-.2433E+02	-.3045E+02	.4714E+00	.4169E+02
Pr Strs	-.1300E+02	-.3838E+02	-.2098E+03	.9839E+02	.1854E+03	
n1	.1000E+01	-.1125E+00	.2669E+00			
n2	.1821E+00	.9903E+00	-.2646E+00			
n3	-.2253E+00	.3008E+00	.9709E+00			
CUBE NO. 75						
Stress	-.2206E+03	-.4864E+02	-.1458E+02	-.1007E+02	-.6560E+01	.1571E+02
Pr Strs	-.1192E+02	-.4959E+02	-.2223E+03	.1052E+03	.1943E+03	
n1	.1000E+01	-.3932E-01	-.8340E-01			
n2	.5518E-01	.9830E+00	.1981E+00			
n3	-.7388E-01	.2019E+00	-.9810E+00			
CUBE NO. 76						
Stress	-.2206E+03	-.4864E+02	-.1458E+02	.1007E+02	-.6560E+01	-.1571E+02
Pr Strs	-.1192E+02	-.4959E+02	-.2223E+03	.1052E+03	.1943E+03	
n1	.1000E+01	.3932E-01	-.8340E-01			
n2	-.5518E-01	.9830E+00	-.1981E+00			
n3	.7388E-01	.2019E+00	.9810E+00			
CUBE NO. 77						
Stress	-.1949E+03	-.4198E+02	-.2433E+02	.3045E+02	.4715E+00	-.4169E+02
Pr Strs	-.1300E+02	-.3838E+02	-.2098E+03	.9839E+02	.1854E+03	

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1:PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Stress	Sigma X	Sigma Y	Sigma Z	Tau XY	Tau YZ	Tau XZ
Princ Strs	S1	S2	S3	Tmax	Von Mises	
Direct Cos	n1	n2	n3			
1	.1000E+01	.1125E+00	.2669E+00			
2	-.1821E+00	.9903E+00	.2646E+00			
3	.2253E+00	.3008E+00	-.9709E+00			
CUBE NO. 78						
Stress	-.1484E+03	-.3234E+02	-.3816E+02	.5070E+02	.1429E+02	-.5305E+01
Pr Strs	-.1021E+02	-.2121E+02	-.1875E+03	.8865E+02	.1721E+03	
n1	.1000E+01	-.1046E+00	-.5221E+00			
n2	-.3626E+00	.6797E+00	-.8307E+00			
n3	.3899E+00	.9003E+00	.5665E+00			
CUBE NO. 79						
Stress	-.9308E+02	-.1654E+02	-.4716E+02	.6626E+02	.3880E+02	-.4170E+01
Pr Strs	.2482E+02	-.2252E+02	-.1591E+03	.9195E+02	.1654E+03	
n1	.8615E+00	.5743E+00	.4670E+00			
n2	-.5386E+00	-.5122E-02	.1000E+01			
n3	.5078E+00	-.9799E+00	.2685E+00			
CUBE NO. 80						
Stress	-.2218E+02	-.2309E+01	-.3337E+02	.9917E+02	.5191E+02	-.2011E+01
Pr Strs	.9289E+02	-.1419E+02	-.1366E+03	.1147E+03	.1989E+03	
n1	-.7242E+00	-.5425E+00	-.7077E+00			
n2	.7319E+00	.1591E+00	-.8710E+00			
n3	-.5094E+00	.1000E+01	-.2454E+00			
CUBE NO. 81						
Stress	-.7865E+02	-.3294E+03	-.8151E+02	-.1228E+03	.1032E+03	.1366E+01
Pr Strs	-.1198E+02	-.6706E+02	-.4105E+03	.1993E+03	.3740E+03	
n1	.3836E+00	-.6749E+00	.8082E+00			
n2	.1000E+01	-.3580E-01	-.5045E+00			
n3	-.3297E+00	-.8939E+00	-.5900E+00			
CUBE NO. 82						
Stress	-.7142E+02	-.1591E+03	-.7490E+02	-.3735E+02	.4230E+02	.3033E+01
Pr Strs	-.4272E+02	-.6849E+02	-.1942E+03	.7574E+02	.1404E+03	
n1	.4180E+00	.7194E+00	-.8336E+00			
n2	.1000E+01	-.6212E+00	-.3464E-01			
n3	-.4609E+00	-.6955E+00	-.8313E+00			
CUBE NO. 83						
Stress	-.8078E+02	-.3311E+03	-.6618E+02	-.1216E+03	.1593E+03	.1582E+01
Pr Strs	.2683E+02	-.6116E+02	-.4437E+03	.2353E+03	.4333E+03	
n1	.3541E+00	-.9690E+00	-.5017E+00			
n2	.1000E+01	.7707E-01	.5570E+00			
n3	-.4367E+00	-.6092E+00	.8685E+00			
CUBE NO. 84						
Stress	-.9319E+02	-.1154E+03	-.5705E+02	-.1116E+02	.9324E+02	.2773E+01
Pr Strs	.1386E+02	-.8886E+02	-.1906E+03	.1022E+03	.1771E+03	

===== I M A G E S 3 D =====
 - Copy right © 1987 by C. G. B. Software, Inc. -
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1:PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Stress	Sigma X	Sigma Y	Sigma Z	Tau XY	Tau YZ	Tau XZ
Princ Strs	S1	S2	S3	Tmax	Von Mises	
Direct Cos	n1	n2	n3			
n1	-.2673E+00	.1000E+01	.1569E+00			
n2	-.8032E+00	-.3083E+00	.5966E+00			
n3	.6161E+00	.3192E-01	.8459E+00			
	CUBE NO. 85					
Stress	-.9765E+02	-.3670E+03	-.6875E+02	-.9482E+02	.1597E+03	.1110E+01
P Strs	.9260E+01	-.8310E+02	-.4595E+03	.2344E+03	.4301E+03	
n1	-.2666E+00	.1000E+01	.3233E+00			
n2	-.9702E+00	-.1060E+00	-.4723E+00			
n3	.4040E+00	.4054E+00	-.9209E+00			
	CUBE NO. 86					
Stress	-.1052E+03	-.7766E+02	-.3928E+02	-.2498E+01	.1149E+03	.2499E+01
P Strs	.5984E+02	-.1026E+03	-.1794E+03	.1196E+03	.2116E+03	
n1	.2492E+00	.1000E+01	-.1099E+00			
n2	.7558E+00	-.2608E+00	-.6595E+00			
n3	-.6640E+00	.7845E-01	-.7919E+00			
	CUBE NO. 87					
Stress	-.1084E+03	-.3941E+03	-.6900E+02	-.6061E+02	.1524E+03	.7021E+01
P Strs	-.6080E+01	-.1013E+03	-.4642E+03	.2290E+03	.4187E+03	
n1	-.1683E+00	.1000E+01	.1690E+00			
n2	-.9452E+00	-.9258E-01	-.3935E+00			
n3	.3676E+00	.2198E+00	-.9346E+00			
	CUBE NO. 88					
Stress	-.1117E+03	-.4957E+02	-.2837E+02	-.6323E+00	.1274E+03	.1625E+01
P Strs	.8953E+02	-.1101E+03	-.1691E+03	.1293E+03	.2347E+03	
n1	.2019E+00	.1000E+01	-.5860E-01			
n2	.7310E+00	-.1879E+00	-.6889E+00			
n3	-.6849E+00	.9419E-01	-.7525E+00			
	CUBE NO. 89					
Stress	-.1140E+03	-.4086E+03	-.7035E+02	-.2080E+02	.1471E+03	.2359E+01
P Strs	-.1510E+02	-.1131E+03	-.4648E+03	.2248E+03	.4096E+03	
n1	.5797E-01	.1000E+01	-.5186E-01			
n2	.9381E+00	-.3608E-01	.3531E+00			
n3	-.3501E+00	.6891E-01	.9374E+00			
	CUBE NO. 90					
Stress	-.1143E+03	-.3476E+02	-.2250E+02	-.8499E-01	.1331E+03	.5587E+01
P Strs	.1046E+03	-.1141E+03	-.1621E+03	.1334E+03	.2463E+03	
n1	.8205E-01	.1000E+01	-.1825E-01			
n2	.7225E+00	-.7192E-01	-.6928E+00			
n3	-.6917E+00	.4350E-01	-.7258E+00			
	CUBE NO. 91					
Stress	-.1140E+03	-.4086E+03	-.7035E+02	.2079E+02	.1471E+03	-.2359E+01
P Strs	-.1510E+02	-.1131E+03	-.4648E+03	.2248E+03	.4096E+03	

===== I M A G E S 3 D =====
 Copyright © 1988 by S. R. R. Software, Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1: PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Stress Princ Strs Direct Cos	Sigma X S1 n1	Sigma Y S2 n2	Sigma Z S3 n3	Tau XY Tmax	Tau YZ Von Mises	Tau XZ
n1	-.5797E-01	.1000E+01	.5185E-01			
n2	.9381E+00	.3608E-01	.3531E+00			
n3	-.3501E+00	-.6891E-01	.9374E+00			
CUBE NO. 92						
Stress	-.1143E+03	-.3476E+02	-.2250E+02	.8503E-01	.1331E+03	-.5587E+00
P Strs	.1046E+03	-.1141E+03	-.1621E+03	.1334E+03	.2463E+03	
n1	-.8205E-01	.1000E+01	.1825E-01			
n2	.7225E+00	.7192E-01	-.6928E+00			
n3	-.6917E+00	-.4350E-01	-.7258E+00			
CUBE NO. 93						
Stress	-.1084E+03	-.3941E+03	-.6900E+02	.6061E+02	.1524E+03	-.7021E+00
P Strs	-.6080E+01	-.1013E+03	-.4642E+03	.2290E+03	.4187E+03	
n1	.1683E+00	.1000E+01	-.1690E+00			
n2	-.9452E+00	.9258E-01	-.3935E+00			
n3	.3676E+00	-.2198E+00	-.9346E+00			
CUBE NO. 94						
Stress	-.1117E+03	-.4957E+02	-.2837E+02	.6326E+00	.1274E+03	-.1625E+00
P Strs	.8953E+02	-.1101E+03	-.1691E+03	.1293E+03	.2347E+03	
n1	-.2019E+00	.1000E+01	.5860E-01			
n2	.7310E+00	.1879E+00	-.6889E+00			
n3	-.6849E+00	-.9420E-01	-.7525E+00			
CUBE NO. 95						
Stress	-.9765E+02	-.3670E+03	-.6875E+02	.9482E+02	.1597E+03	-.1110E+00
P Strs	.9260E+01	-.8310E+02	-.4595E+03	.2344E+03	.4301E+03	
n1	.2666E+00	.1000E+01	-.3233E+00			
n2	-.9702E+00	.1060E+00	-.4723E+00			
n3	.4040E+00	-.4054E+00	-.9209E+00			
CUBE NO. 96						
Stress	-.1052E+03	-.7766E+02	-.3928E+02	.2498E+01	.1149E+03	-.2499E+00
P Strs	.5984E+02	-.1026E+03	-.1794E+03	.1196E+03	.2116E+03	
n1	-.2492E+00	.1000E+01	.1099E+00			
n2	.7558E+00	.2608E+00	-.6595E+00			
n3	-.6640E+00	-.7845E-01	-.7919E+00			
CUBE NO. 97						
Stress	-.8078E+02	-.3311E+03	-.6618E+02	.1216E+03	.1593E+03	-.1582E+00
P Strs	.2683E+02	-.6116E+02	-.4437E+03	.2353E+03	.4333E+03	
n1	-.3541E+00	.9690E+00	-.5017E+00			
n2	.1000E+01	.7707E-01	-.5570E+00			
n3	-.4367E+00	-.6092E+00	-.8685E+00			
CUBE NO. 98						
Stress	-.9319E+02	-.1154E+03	-.5705E+02	.1116E+02	.9324E+02	-.2773E+00
P Strs	.1386E+02	-.8886E+02	-.1906E+03	.1022E+03	.1771E+03	

===== I M A G E S 3 D =====
 © 1984 Collectial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1: PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Stress Princ Strs Direct Cos	Sigma X S1 n1	Sigma Y S2 n2	Sigma Z S3 n3	Tau XY Tmax	Tau YZ Von Mises	Tau XZ
n1	.2673E+00	.1000E+01	-.1569E+00			
n2	-.8032E+00	.3083E+00	.5966E+00			
n3	.6161E+00	-.3192E-01	.8459E+00			
CUBE NO. 99						
Stress	-.7865E+02	-.3294E+03	-.8151E+02	.1228E+03	.1032E+03	-.1366E+03
P Strs	-.1198E+02	-.6706E+02	-.4105E+03	.1993E+03	.3740E+03	
n1	-.3836E+00	-.6749E+00	-.8082E+00			
n2	.1000E+01	.3580E-01	-.5045E+00			
n3	-.3297E+00	.8939E+00	-.5900E+00			
CUBE NO. 100						
Stress	-.7142E+02	-.1591E+03	-.7490E+02	.3735E+02	.4230E+02	-.3033E+02
P Strs	-.4272E+02	-.6849E+02	-.1942E+03	.7574E+02	.1404E+03	
n1	-.4180E+00	-.7194E+00	-.8336E+00			
n2	.1000E+01	-.6212E+00	.3464E-01			
n3	-.4609E+00	-.6955E+00	.8313E+00			
CUBE NO. 101						
Stress	-.4073E+03	-.1685E+01	-.6267E+02	-.1661E+03	.2729E+02	.2801E+02
P Strs	.1287E+03	.5364E+01	-.6057E+03	.3672E+03	.6812E+03	
n1	.1000E+01	-.6948E-01	-.6054E+00			
n2	.2990E+00	-.9577E+00	.6039E+00			
n3	-.5309E+00	-.6703E+00	-.8001E+00			
CUBE NO. 102						
Stress	-.3722E+03	-.5054E+02	-.5437E+02	-.9359E+02	.4448E+01	.2907E+01
P Strs	.1294E+03	-.4833E+02	-.5582E+03	.3438E+03	.6182E+03	
n1	.8947E+00	-.8809E-02	.5448E+00			
n2	.1695E+00	.1000E+01	-.2622E+00			
n3	-.5179E+00	.3121E+00	.8555E+00			
CUBE NO. 103						
Stress	-.2972E+03	-.5334E+02	-.3997E+02	-.4017E+02	-.6397E+01	.2069E+01
P Strs	.7985E+02	-.5531E+02	-.4150E+03	.2474E+03	.4431E+03	
n1	.8923E+00	.1521E-01	-.4987E+00			
n2	.9043E-01	.1000E+01	.1923E+00			
n3	-.4907E+00	.2119E+00	-.8715E+00			
CUBE NO. 104						
Stress	-.1027E+03	-.2308E+02	-.5103E+01	-.2423E+02	-.1153E+02	.6824E+01
P Strs	.3767E+02	-.2845E+02	-.1401E+03	.8889E+02	.1556E+03	
n1	.9549E+00	.3460E-01	-.4923E+00			
n2	.1515E+00	.1000E+01	.3641E+00			
n3	-.4697E+00	.3928E+00	-.8835E+00			
CUBE NO. 105						
Stress	.7923E+02	.5210E+02	.4401E+02	-.1265E+03	.1610E+00	.2459E+00
P Strs	.3395E+03	.5054E+02	-.2147E+03	.2771E+03	.4800E+03	

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1:PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Stress	Sigma X	Sigma Y	Sigma Z	Tau XY	Tau YZ	Tau XZ
Princ Strs	S1	S2	S3	Tmax	Von Mises	
Direct Cos	n1	n2	n3			
n1	-.7701E+00	.1296E-01	.8185E+00			
n2	-.3656E+00	.1000E+01	-.3599E+00			
n3	.7324E+00	.5128E+00	.6810E+00			
CUBE NO. 106						
Stress	.1721E+03	.4455E+02	.7914E+02	-.1469E+03	-.1238E+01	.2513E+01
P Strs	.4174E+03	.5259E+02	-.1742E+03	.2958E+03	.5170E+03	
n1	.7549E+00	-.5989E-01	.8979E+00			
n2	.5028E+00	.1000E+01	-.3560E+00			
n3	-.7463E+00	.6132E+00	.6683E+00			
CUBE NO. 107						
Stress	.7322E+02	.4117E+02	.6228E+02	-.1374E+03	-.5863E-01	.1627E+01
P Strs	.2768E+03	.4996E+02	-.1501E+03	.2135E+03	.3700E+03	
n1	-.9079E+00	-.6428E-01	.9511E+00			
n2	-.6521E+00	.1000E+01	-.5549E+00			
n3	.6954E+00	.8538E+00	.7215E+00			
CUBE NO. 108						
Stress	.6312E+02	.1927E+02	.3813E+02	-.1107E+03	-.5757E+01	.4429E+01
P Strs	.1656E+03	.3181E+02	-.7684E+02	.1212E+03	.2103E+03	
n1	-.6931E+00	-.9426E-01	-.8118E+00			
n2	-.7849E+00	.3733E+00	.6267E+00			
n3	.2277E+00	.1000E+01	-.3105E+00			
CUBE NO. 109						
Stress	-.4073E+03	-.1684E+01	-.6267E+02	.1661E+03	.2729E+02	-.2801E+01
P Strs	.1287E+03	.5365E+01	-.6057E+03	.3672E+03	.6812E+03	
n1	.1000E+01	-.6948E-01	.6054E+00			
n2	-.2990E+00	.9577E+00	.6039E+00			
n3	.5309E+00	.6703E+00	-.8001E+00			
CUBE NO. 110						
Stress	-.3722E+03	-.5054E+02	-.5437E+02	.9359E+02	.4448E+01	-.2908E+01
P Strs	.1294E+03	-.4832E+02	-.5582E+03	.3438E+03	.6182E+03	
n1	.8947E+00	.8810E-02	.5448E+00			
n2	-.1695E+00	.1000E+01	.2622E+00			
n3	.5179E+00	.3121E+00	-.8555E+00			
CUBE NO. 111						
Stress	-.2972E+03	-.5334E+02	-.3997E+02	.4017E+02	-.6397E+01	-.2069E+01
P Strs	.7985E+02	-.5531E+02	-.4150E+03	.2474E+03	.4431E+03	
n1	.8923E+00	-.1521E-01	-.4987E+00			
n2	-.9043E-01	.1000E+01	-.1923E+00			
n3	.4907E+00	.2119E+00	.8715E+00			
CUBE NO. 112						
Stress	-.1027E+03	-.2308E+02	-.5102E+01	.2423E+02	-.1153E+02	-.6824E+01
P Strs	.3768E+02	-.2845E+02	-.1401E+03	.8889E+02	.1556E+03	

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE SOLID LOADS/STRESSES Version 2.0 07/01/90

Analyse du barrage par elements solides

Load Case 1:PRESSION HYDROSTATIQUE ET DES SEDIMENTS

Stress Princ Strs Direct Cos	Sigma X S1 n1	Sigma Y S2 n2	Sigma Z S3 n3	Tau XY Tmax	Tau YZ Von Mises	Tau XZ
n1	.9549E+00	-.3460E-01	-.4923E+00			
n2	-.1515E+00	.1000E+01	-.3641E+00			
n3	.4697E+00	.3928E+00	.8835E+00			
CUBE NO. 113						
Stress	.7923E+02	.5210E+02	.4401E+02	.1265E+03	.1612E+00	-.2459E+
P Strs	.3395E+03	.5054E+02	-.2147E+03	.2771E+03	.4800E+03	
n1	-.7701E+00	-.1296E-01	.8185E+00			
n2	.3656E+00	.1000E+01	.3599E+00			
n3	-.7324E+00	.5128E+00	-.6810E+00			
CUBE NO. 114						
Stress	.1721E+03	.4455E+02	.7915E+02	.1469E+03	-.1238E+01	-.2513E-
P Strs	.4174E+03	.5259E+02	-.1742E+03	.2958E+03	.5170E+03	
n1	.7549E+00	.5989E-01	-.8979E+00			
n2	-.5028E+00	.1000E+01	-.3560E+00			
n3	.7463E+00	.6132E+00	.6683E+00			
CUBE NO. 115						
Stress	.7322E+02	.4118E+02	.6228E+02	.1374E+03	-.5895E-01	-.1627E-
P Strs	.2768E+03	.4996E+02	-.1501E+03	.2135E+03	.3700E+03	
n1	-.9079E+00	.6428E-01	.9511E+00			
n2	.6521E+00	.1000E+01	.5548E+00			
n3	-.6954E+00	.8538E+00	-.7215E+00			
CUBE NO. 116						
Stress	.6312E+02	.1927E+02	.3813E+02	.1107E+03	-.5757E+01	-.4429E-
P Strs	.1656E+03	.3181E+02	-.7684E+02	.1212E+03	.2103E+03	
n1	-.6931E+00	.9427E-01	.8118E+00			
n2	.7849E+00	.3733E+00	.6267E+00			
n3	-.2277E+00	.1000E+01	-.3105E+00			