

CHAPITRE VI

APPLICATION DE "BRIG3D"

1. Introduction :

La modélisation des massifs rocheux par la méthode des éléments distincts, permet de résoudre plusieurs problèmes qui se posent en mécanique des roches, notamment :

- le calcul des distributions des efforts dues à des variations des forces d'équilibres appliquées sur un domaine donné.
- la localisation des concentrations de contraintes qui peuvent entraîner des ruptures locales et initier des mécanismes de rupture progressive.
- le calcul des déformations dues à un changement de la géométrie du massif : creusement d'un talus ou d'une galerie souterraine.
- le calcul d'équilibre d'un ensemble de blocs.

Dans ce qui suit, nous avons choisi d'illustrer ces différents thèmes en montrant l'apport de la modélisation par les éléments distincts. La validation de BRIG3D n'a pas été réalisée sur un cas réel, où on pourrait prévoir et suivre l'évolution des déformations et des contraintes réelles et celles données par BRIG3D. Néanmoins les exemples traités ci-dessous peuvent montrer les potentialités de ce logiciel.

2. Distribution des contraintes dans les milieux fissurés :

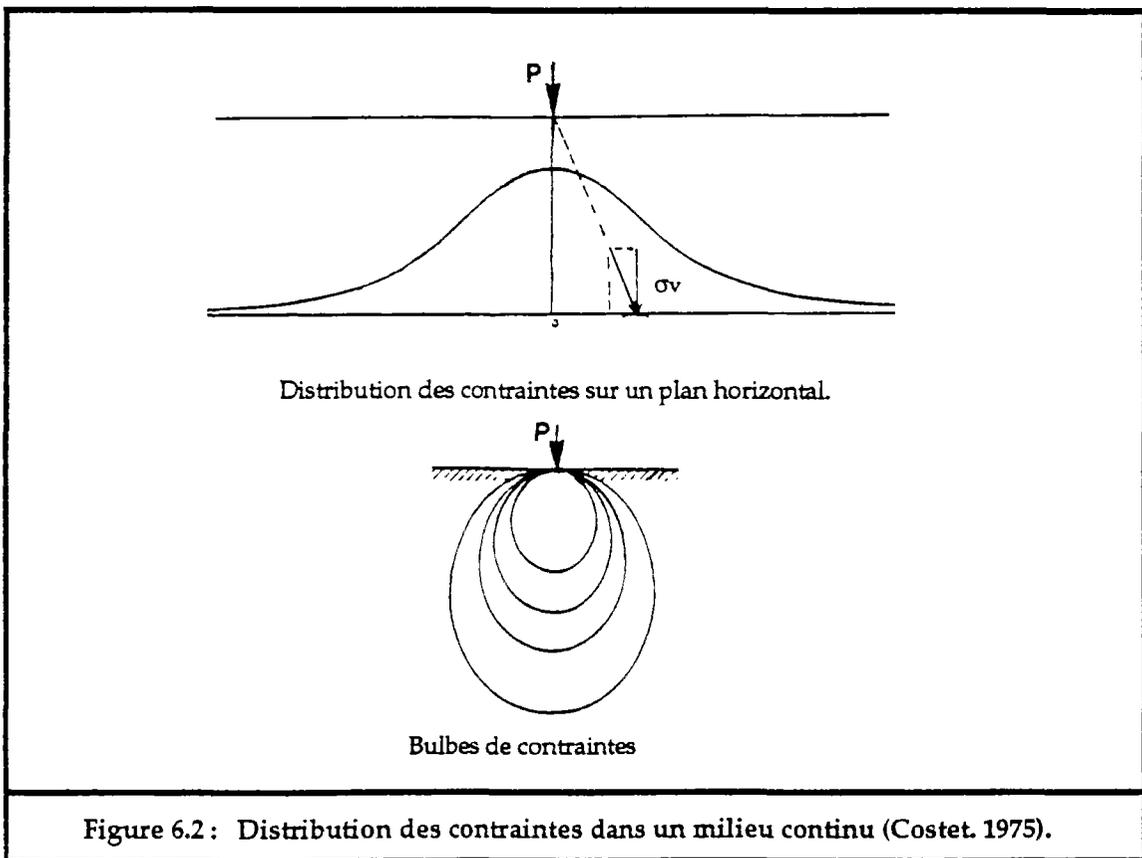
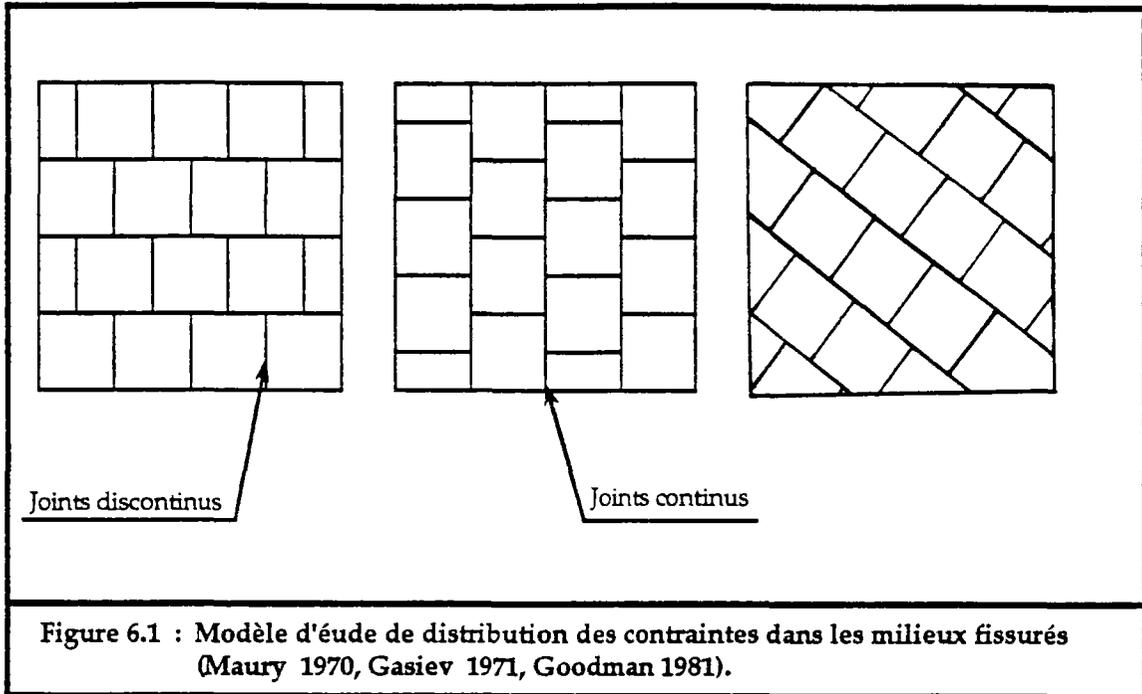
Le comportement mécanique des massifs rocheux est fortement influencé par leurs réseaux de discontinuités, qui par leurs déformabilités et leurs répartitions spatiales, jouent un rôle important dans la distribution et la transmission des contraintes dans le massif.

La répartition des contraintes induites dans les milieux fissurés est totalement différente de celle qui se réalise dans les milieux continus homogènes. Suivant l'orientation des discontinuités, les contraintes peuvent se transmettre et s'acheminer uniquement vers quelques zones du massif. Des chaînes de contraintes peuvent apparaître, en analogie avec les milieux granulaires par nature discontinus, faussant ainsi toutes prévisions réalisées à partir de modèles continus.

Plusieurs auteurs ont étudié la distribution des efforts dans les milieux discontinus, en se basant sur différents modèles, par des méthodes expérimentales (Maury 1970, Gaziev 1971) et théoriques (Bray 1977, Goodman 1980). Le modèle d'étude est un domaine semi-infini constitué d'un ensemble de blocs, de même taille, disposés en quinconce suivant différentes directions (fig.6.1).

Les contraintes induites par une sollicitation ponctuelle P , dans un milieu continu, homogène, isotrope et élastique, ont été étudiées par Boussinesq en 1840. La figure 6.2 représente une distribution et des bulbes de contraintes induites (composante verticale du vecteur contrainte s'exerçant sur une facette horizontale).

Si le milieu est fissuré on n'obtient pas la même distribution. Dans ce qui suit nous allons exposer les études entreprises par Maury (1971) et Goodman (1980), ensuite l'étude que nous avons menée en appliquant "BRIG3D" pour quelques cas traités par ces auteurs.



2.1. L'étude expérimentale de Maury (1970) :

Maury a fait une étude expérimentale sur la distribution des contraintes dans un assemblage de blocs disposés en quinconce. Il a réalisé deux types d'essais suivant la disposition de cet assemblage par rapport à l'axe du chargement (fig.6.3) :

- essais à chargement perpendiculaire aux joints continus.
- essais à chargement parallèle aux joints continus.

Les blocs, constitués de plâtre, sont des parallélépipèdes à section carrée de $4\text{ cm} \times 4\text{ cm} \times 8\text{ cm}$, répartis en rangées parallèles et horizontales ou parallèles et verticales, formant ainsi un demi-espace plan. Un buvard entre les joints assure un angle de frottement de 40° . Latéralement, des blocs en béton sont placés de chaque côté du demi-espace plan pour empêcher les déformations latérales. L'assemblage repose à la base sur une poutre (profilé en I). Sur cette poutre et sur les blocs à la base de l'assemblage sont fixées des jauges de contraintes pour mesurer les efforts développés en ces endroits.

Le chargement est réalisé sur une semelle qui transmet l'effort aux blocs avec lesquels elle est en contact. Les essais donnent les résultats suivants :

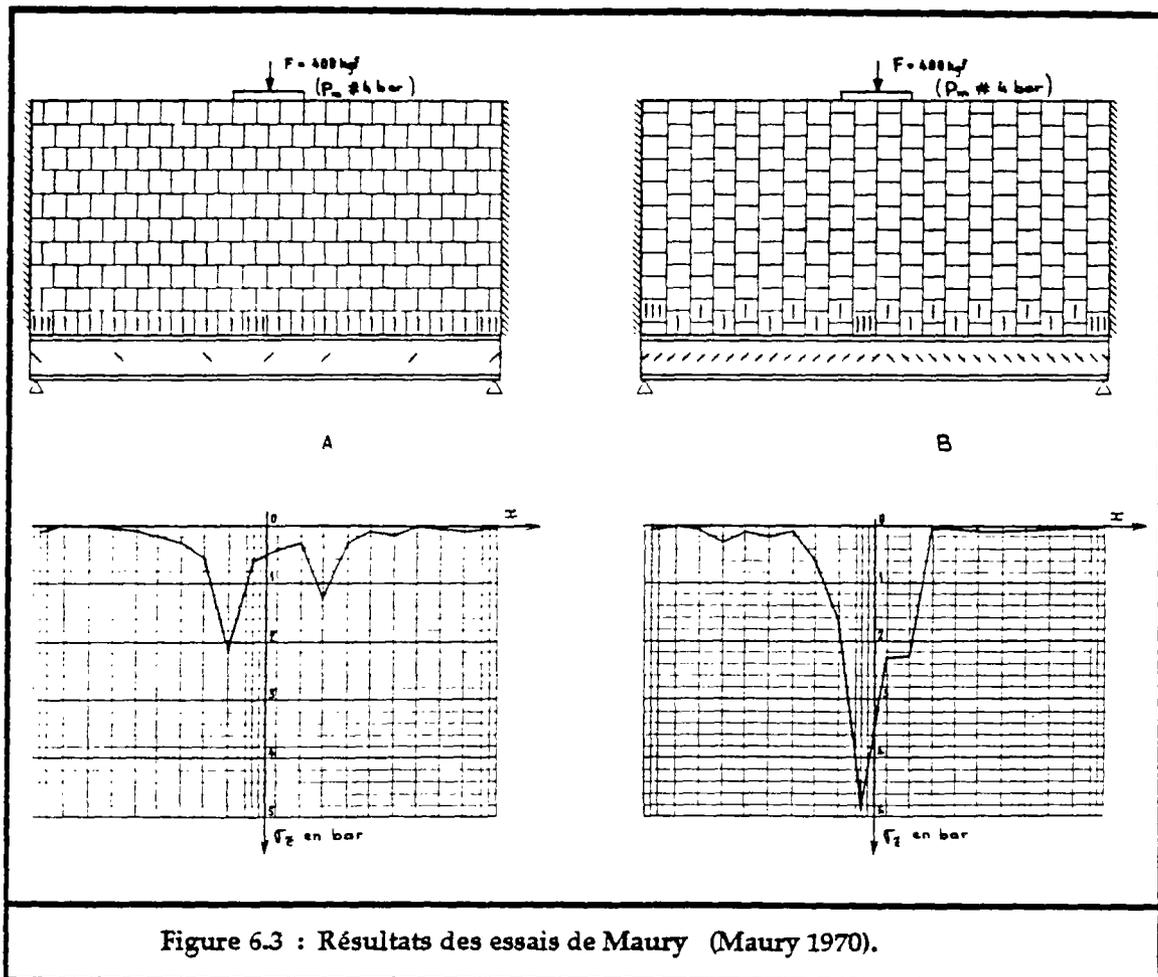


Figure 6.3 : Résultats des essais de Maury (Maury 1970).

a/ Cas des joints continus horizontaux (fig.6.3a) :

La distribution des contraintes sur un plan horizontal montre la présence de deux pics de contraintes de part et d'autre de l'axe de la semelle de chargement. La non symétrie de ces deux pics provient vraisemblablement, d'après Maury, d'effets d'arcs locaux (peut-être aussi de la non symétrie de l'assemblage de blocs).

b/ Cas des joints continus verticaux (fig.6.3b) :

Dans ce cas la totalité de l'effort transmis aux blocs a été localisé autour de la zone centrale.

Ces deux distributions diffèrent totalement de celle de Boussinesq concernant les milieux continus. Les concentrations des contraintes sous la semelle de chargement sont plus importantes pour des discontinuités d'extension parallèle à l'axe de chargement que perpendiculaire à celui-ci. Ceci montre que les discontinuités canalisent les efforts parallèlement à leurs directions et les répartissent quand elles sont perpendiculaire aux efforts.

2.2. L'étude théorique de Bray :

Bray a essayé de déterminer théoriquement la distribution des contraintes dans des milieux discontinus comme indiqué ci-dessus (fig.6.1). Il étudie d'abord le cas d'un milieu continu, après il assimile le milieu discontinu à un milieu continu équivalent ou il détermine théoriquement la répartition des contraintes.

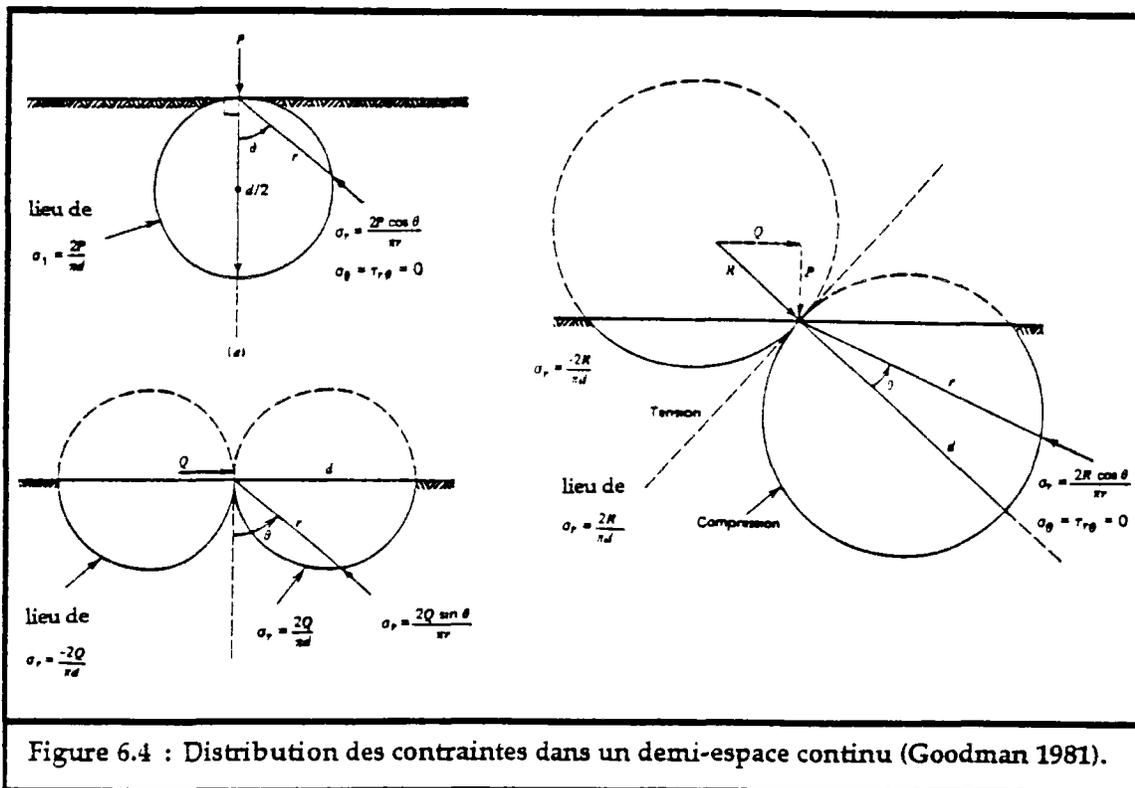


Figure 6.4 : Distribution des contraintes dans un demi-espace continu (Goodman 1981).

Dans un demi-espace continu homogène et élastique, chargé par une force linéique normale P (force par unité de longueur), les contraintes principales en un point M, de coordonnées polaires (r,θ) par rapport au point d'application de la charge, et la distribution des contraintes sont données par la figure 6.4. Les courbes d'égale contrainte, dites bulbes de pression, sont des cercles tangents au plan du demi-espace et au point d'application de la charge et centré à une profondeur de $P/(\pi \cdot \sigma_r)$. Pour un chargement tangent au milieu, la distribution des courbes d'égale contrainte est représentée par des demi-cercles tangents entre eux au point d'application de la charge et centrés de part et d'autre par rapport à celui-ci à une distance de $Q/(\pi \cdot \sigma_r)$. Dans ce cas, le milieu est partagé en deux zones : une zone en compression et une zone en traction.

Quand le chargement est incliné, la distribution des contraintes est représentée par des cercles ou des portions de cercles. Le milieu est sollicité en traction et en compression.

Un milieu contenant une famille de discontinuités parallèles, peut être assimilé, du point de vue mécanique, à un milieu continu équivalent dont les modules d'élasticité E_{eq} et G_{eq} peuvent être calculés en fonction des modules du milieu sain, E et G, des rigidités normale k_n et tangentielle k_s et de l'espacement moyen S des discontinuités. Soit :

$$\frac{1}{E_{eq}} = \frac{1}{E} + \frac{1}{k_n \cdot S}$$

$$\frac{1}{G_{eq}} = \frac{1}{G} + \frac{1}{k_s \cdot S}$$

Bray détermine alors, en fonction de ces paramètres et de l'orientation du chargement, la distribution des bulbes de contraintes dans un milieu contenant une famille de discontinuités parallèles. Les contraintes principales en un point M(r,θ) du milieu sont données par les équations suivantes (fig.6.5) :

$$\sigma_r = \frac{h}{\pi \cdot r} \left[\frac{X \cdot \cos \beta + Y \cdot g \cdot \sin \beta}{(\cos^2 \beta - g \cdot \sin^2 \beta)^2 + h^2 \cdot \sin^2 \beta \cdot \cos^2 \beta} \right] \quad (6.1)$$

$$\sigma_\theta = 0$$

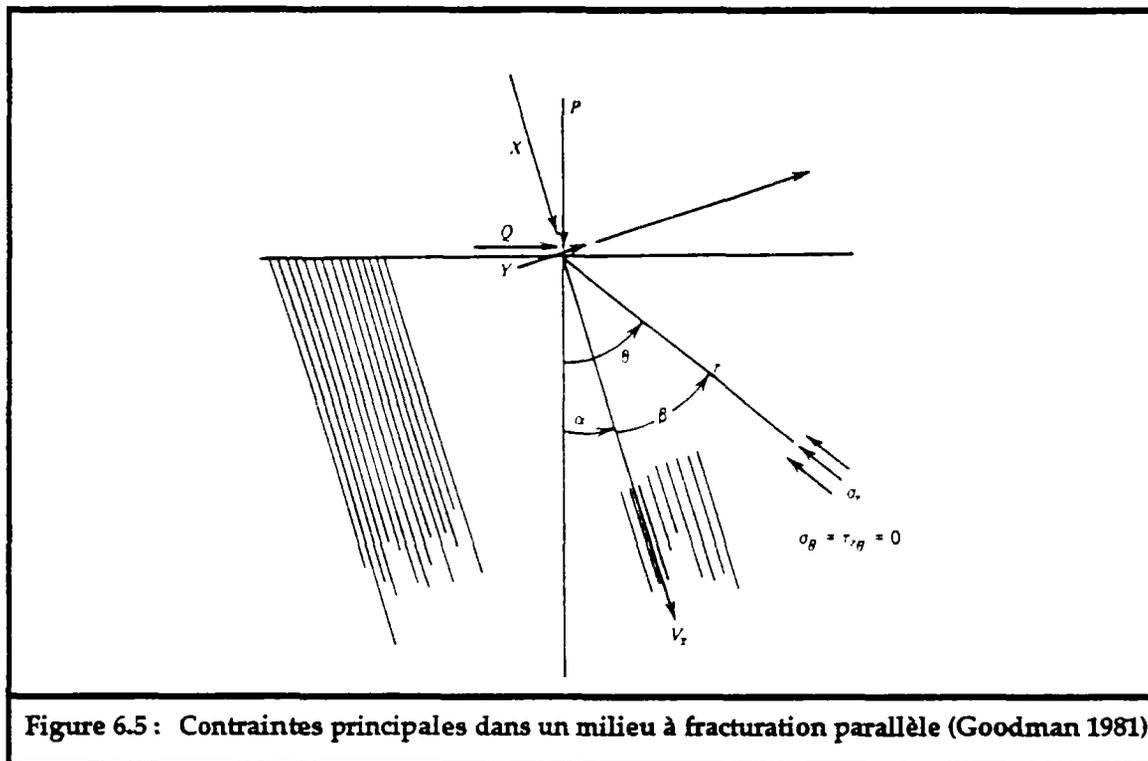
$$\tau_{r\theta} = 0$$

où r, α, θ et β=(θ-α) définit comme dans la figure 6.5. g et h sont des coefficient sans dimension :

$$g = \sqrt{1 + \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot k_n \cdot S}}$$

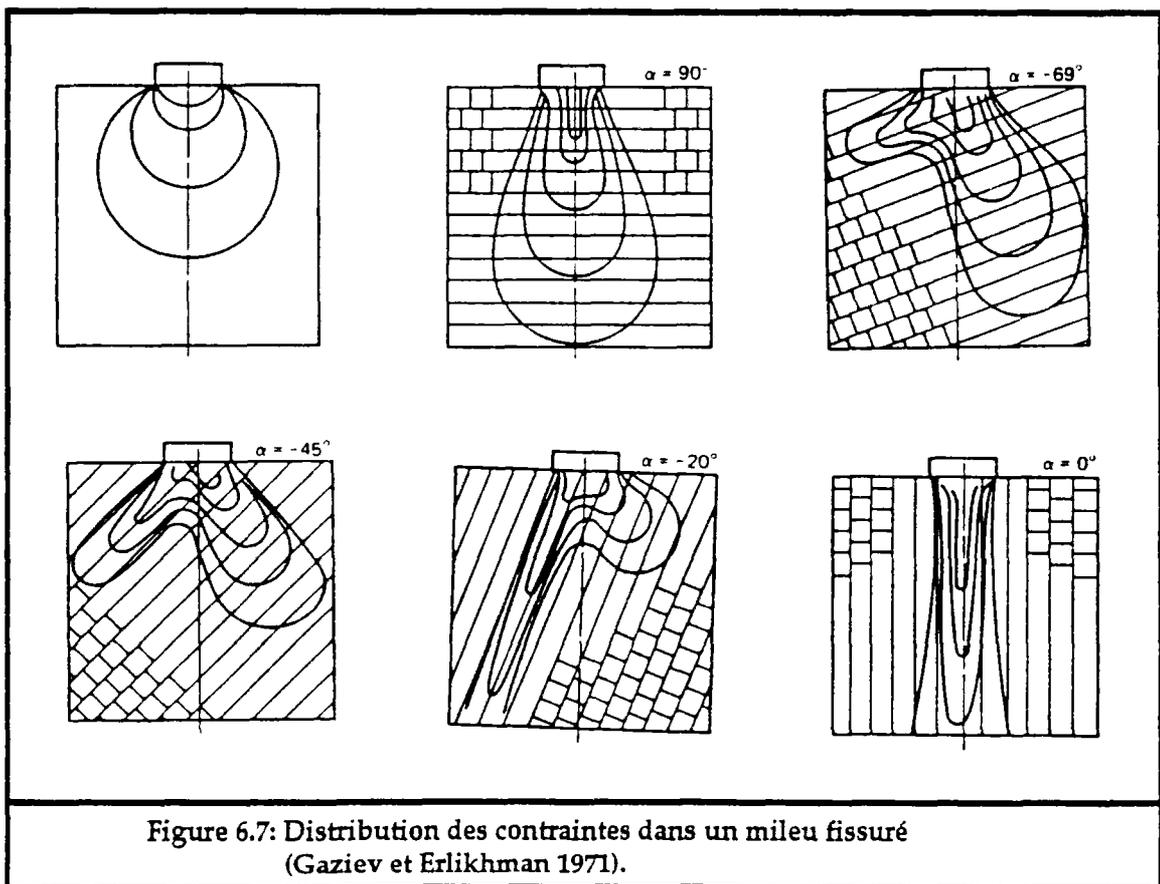
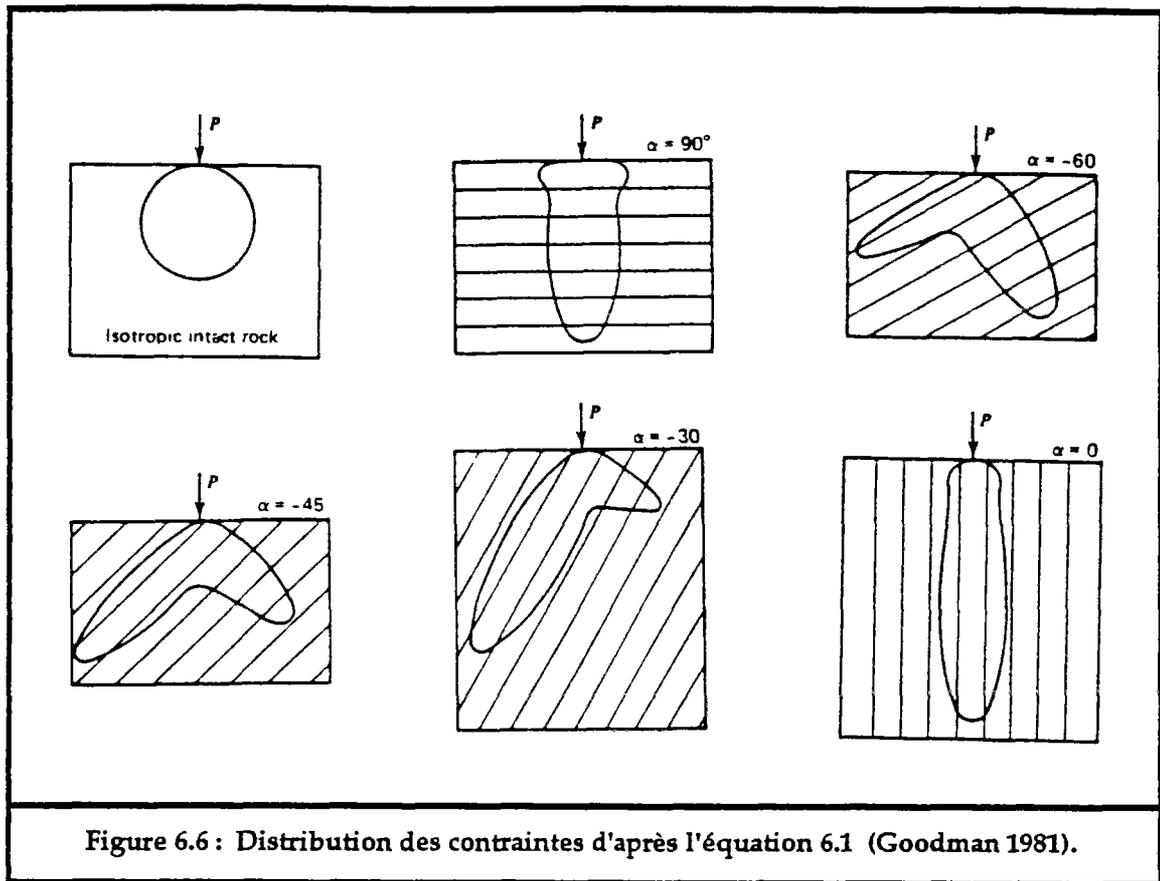
$$h = \sqrt{\frac{E}{(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{2 \cdot (1+\nu)}{E} + \frac{1}{k_s \cdot S} \right) + 2 \cdot \left(g - \frac{\nu}{1-\nu} \right)}$$

où E et ν sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du milieu sain, k_n et k_t sont les rigidités normale et tangentielle des discontinuités et S l'espace moyen entre les discontinuités.



Dans la figure 6.6 sont représentés les bulbes de contraintes pour différentes orientations des discontinuités, ceci en utilisant l'équation 6.1. Ces résultats sont semblables à ceux obtenus par Gaziev et Erlichman (1971), sur des modèles physiques (fig.6.7).

Enfin ces études, expérimentales ou théoriques, concordent bien et montrent la différence qui existe entre la transmission des efforts dans les milieux continus et les milieux discontinus. Si dans les milieux continus on dispose de formules analytiques pour déterminer les contraintes, il n'en est pas de même pour les milieux discontinus, sauf dans des cas très simples. Il est alors impératif de recourir aux méthodes de calcul numériques telles que les éléments finis ou les éléments distincts.



2.3. Etude de distribution des contraintes par BRIG3D :

En utilisant le code BRIG3D, nous avons essayé de retrouver les résultats des études citées ci-dessus. Nous avons étudié les exemples traités par Gaziev (1971) en supposant que les blocs sont rigides et que seuls les joints (entre blocs) sont déformables. Nous avons étudié ce problème avec les données suivantes :

- Force de chargement = 50 kN. (les blocs sont non pesants)
- Caractéristiques mécaniques des joints :

$$\begin{aligned}k_t &= 100 \text{ MPa/m.} \\k_n^0 &= 0.5 \text{ MPa/m.} \\u_{\max} &= 0.01 \text{ m.} \\ \alpha &= 0. \\ \phi &= 35^\circ \text{ (critère de rupture de Coulomb)}\end{aligned}$$

- Le milieu est constitué de blocs cubiques de 1 m d'arête, il est bloqué latéralement et en bas par des limites fixes.

Assemblage avec une famille de discontinuité d'extension infinie :

Le pendage des discontinuités continues prend les valeurs : 0° , 20° , 45° , 70° et 90° ce qui correspond à 90° , 70° , 45° et 0° que prend la valeur α dans la figure 6.7.

Les résultats de cette étude sont représentés dans les deux figures 6.8 et 6.9 et les planches 1 à 10 en Annexe IV. Les forces au niveau des joints élémentaires sont représentées ainsi que les déplacements des blocs. On se reportera à l'annexe IV pour une meilleure visualisation de la transmission des efforts sur les joints élémentaires. Les vecteurs forces représentés sont appliqués au milieu de la section du joint non ouvert. On fait observer que la surface des joints élémentaires est variable. Il faut en tenir compte évidemment pour l'interprétation en termes de contraintes induites. Par ailleurs, on notera que d'un cas à l'autre, l'échelle des forces retenue peut varier.

Enfin la représentation en forces est faite sur l'assemblage déformé et celle des déplacements est faite sur l'assemblage initial.

On constate que ces résultats concordent tout à fait avec ceux obtenus par les études expérimentales et théoriques entreprises par Maury, Gaziev, Erlikhman et Bray.

Assemblage avec deux familles de discontinuités d'extension infinie :

Nous avons traité aussi, grâce à BRIG3D, la distribution des efforts dans un domaine en blocs formés par deux familles de discontinuités continues perpendiculaires entre elles. Le résultat de cette étude est donné par la figure 6.10 et les planches 11 à 13 en Annexe IV où sont représentées les forces au niveau des joints.

On constate dans ce deuxième cas que les efforts se transmettent et s'acheminent principalement suivant les directions des discontinuités, ceci est dû au fait que chaque bloc sollicité, transmet la majorité de l'effort qu'il reçoit au bloc voisin qui se trouve dans la même direction que celle de l'effort reçu. Ce mode de transmission des efforts est sensiblement différent

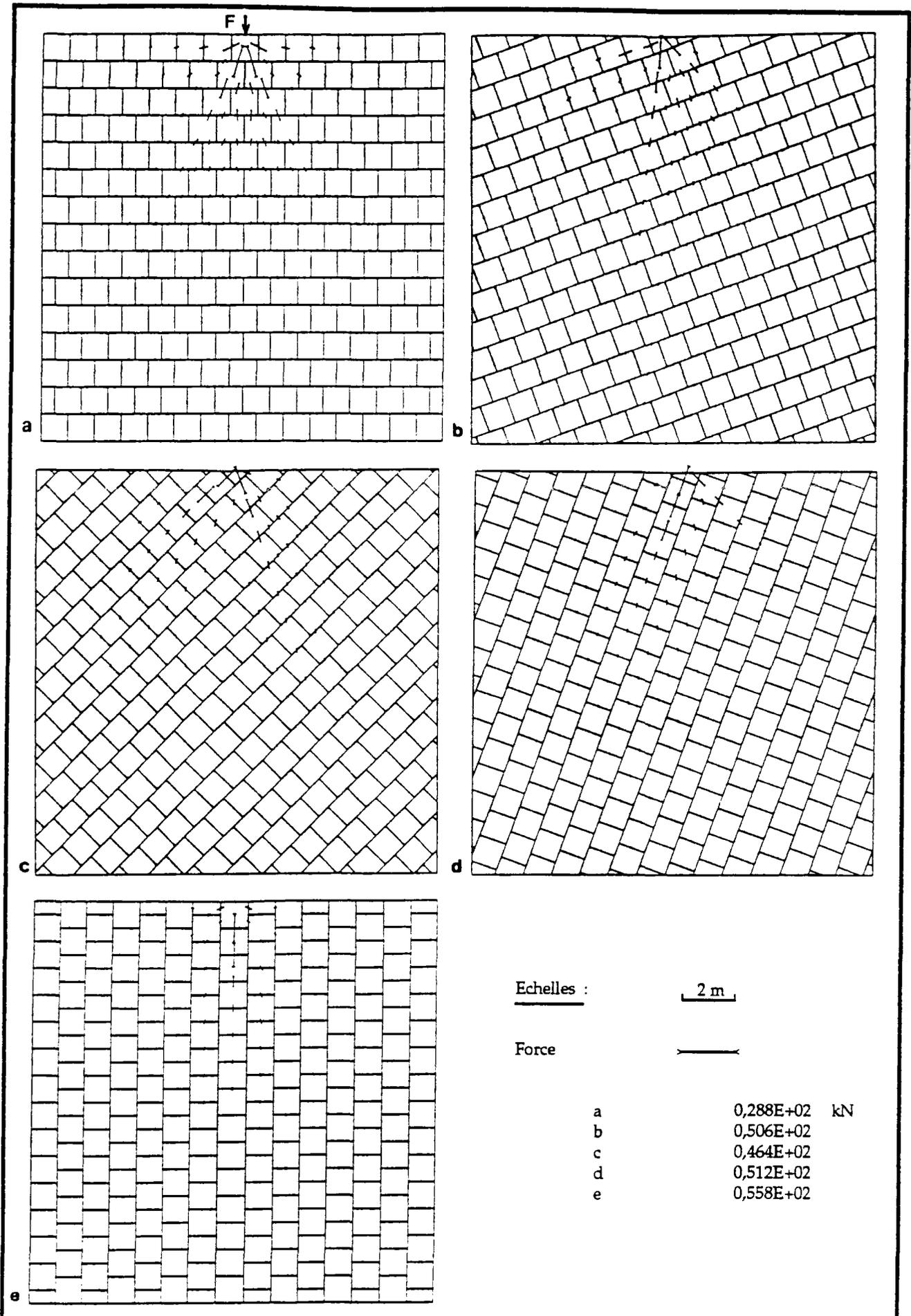


Figure 6.8 : Distribution des efforts dans un milieu à fissuration continue et discontinue perpendiculaire. (Logiciel BRIG3D).

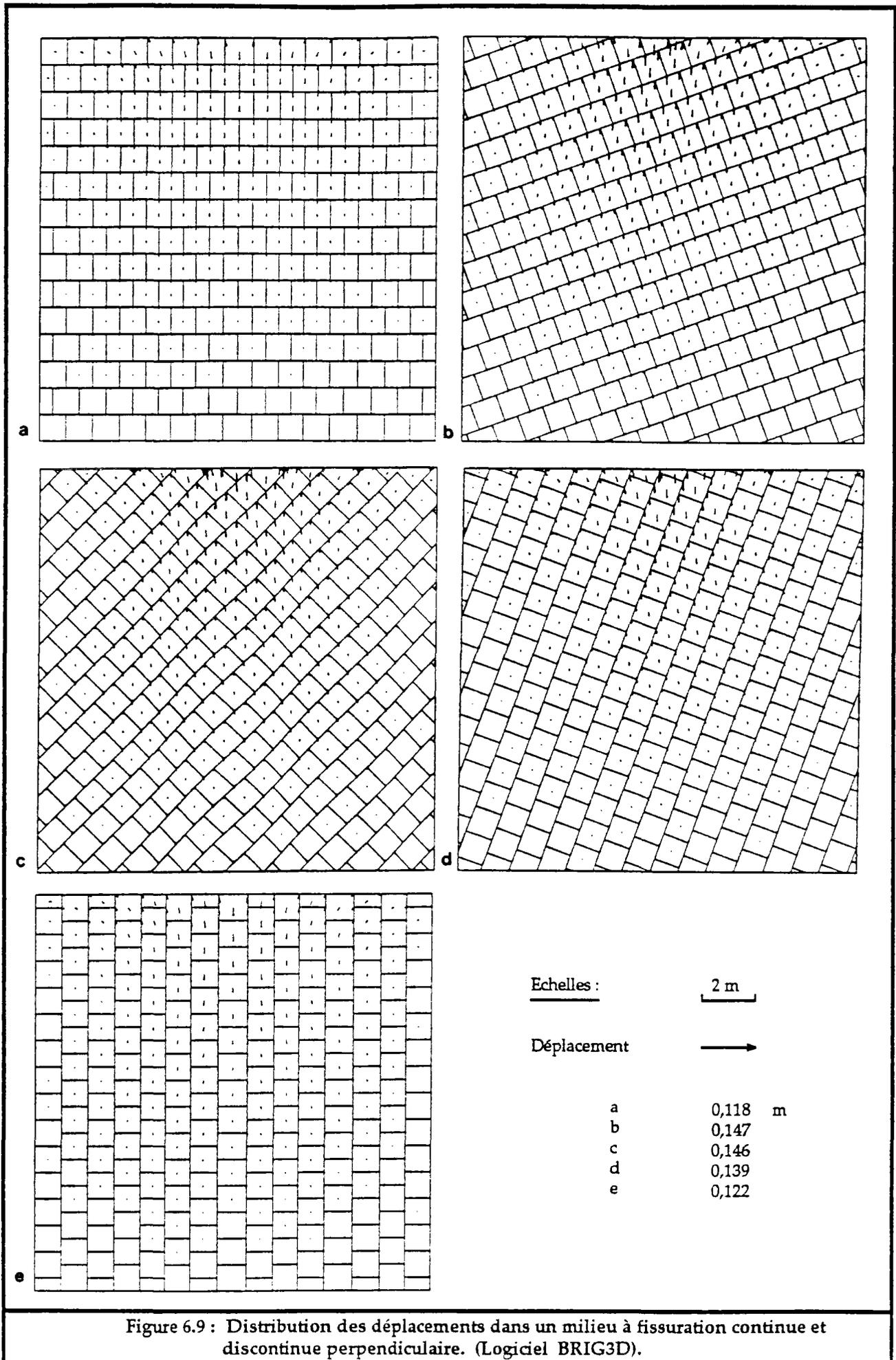
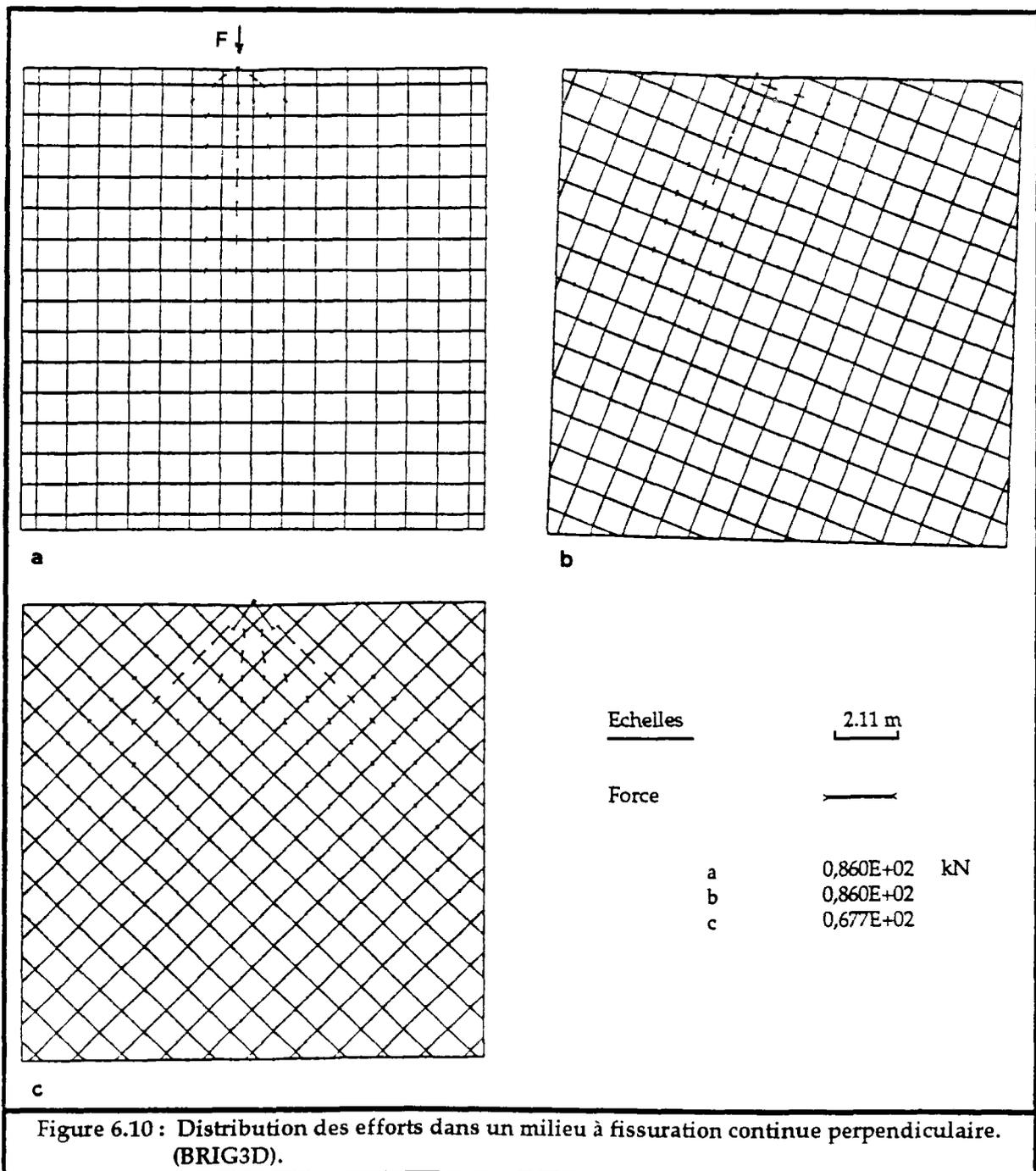


Figure 6.9 : Distribution des déplacements dans un milieu à fissuration continue et discontinue perpendiculaire. (Logiciel BRIG3D).

de celui observé dans le premier cas, ou l'effort transmis à un bloc donné se partage mieux entre les blocs en contact avec ce dernier. Dans les deux cas certains blocs, plus proches du point de chargement, sont moins sollicités que d'autres plus éloignés.

Nous venons de montrer l'influence de la fracturation sur la transmission et la distribution des efforts dans les milieux fissurés. Cette distribution est aussi fonction des paramètres mécaniques des discontinuités. Moins elles sont déformables plus la transmission, à travers elles, se fait en proportions plus élevées. Dans la figure 6.11 et les planches 14 à 18 en Annexe IV, nous avons repris l'exemple du premier cas pour une épaisseur de joint divisée par deux (0.005 m). On constate que l'effort appliqué sur le milieu se transmet plus profondément et avec une intensité plus élevée.



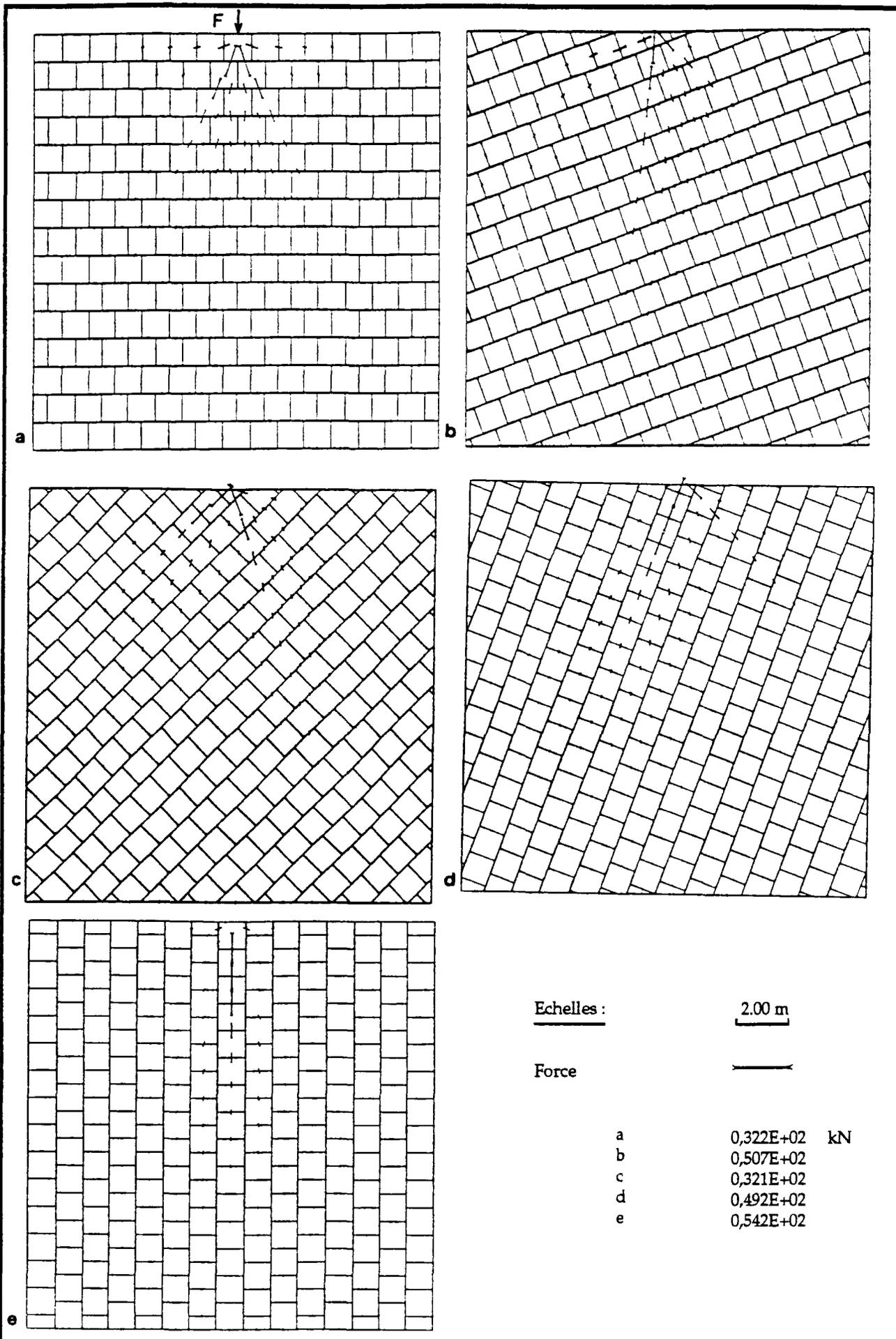


Figure 6.11 : Distribution des efforts dans un milieu à fissuration continue et discontinue perpendiculaire, influence de l'épaisseur des joints (BRIG3D).

2.4. Distribution des contraintes dans un essai de compression :

Dans cette partie nous avons gardé les mêmes milieux d'étude que ci-dessus (discrétisation en bloc disposés en quinconce). Cette fois on applique l'effort de chargement sur toute la largeur du milieu et en libérant les deux côtés latéraux. L'étude est réalisée uniquement sur des milieux à joints continus de pendage θ égale à 20° , 45° et 70° . Dans le cas où θ est égal à 0° ou 90° , les contraintes au niveau des joints sont uniformes et égales à la contrainte correspondant à la charge appliquée en surface.

Nous avons analysé quatre chargements pour des force de 50 kN, 100 kN, 150 kN, 1500 kN (figures 6.12 et 6.13 et planches 19 à 30 en Annexe IV).

Les caractéristiques des joints sont identiques :

$$\begin{aligned}k_t &= 100 \text{ MPa/m.} \\k_n^o &= 0.5 \text{ MPa/m.} \\u_{\max} &= 0.01 \text{ m.} \\\phi &= 35^\circ.\end{aligned}$$

Quand la force de chargement est égale à 50 kN, on constate que seuls les joints continus sont sollicités pour des faibles valeurs de θ , par contre, quand ce dernier est plus grand, les joints discontinus sont les plus sollicités. Ceci est dû au fait que pour des faibles valeur du pendage des joints continus, ces derniers présentent une grande surface, pour recevoir l'effort appliqué, par rapport aux joints discontinus. On constate aussi que les blocs accusent une rotation positive, quand θ est faible, ce qui explique l'alternance des efforts suivant les joints continus.

En analysant bien les planches des figures 6.12 et 6.13, on peut distinguer deux grandes directions de distribution des efforts, qui sont plus marquées pour des grandes valeurs de θ , et qui se confondent quand ce dernier est faible.

La première direction est parallèle aux joints continus ou les contraintes sont transmises suivant les joints discontinus et elles sont maximales au milieu du domaine. Cette direction disparaît quand θ est plus faible. La deuxième direction, de pendage opposé au premier est parallèle, plus au moins, à la diagonale du domaine, les contraintes y sont transmises suivant les joints continus.

Au milieu du domaine (cas ou $\theta=70^\circ$), les contraintes sont transmises principalement suivant la première direction. Elles sont par contre très faibles suivant la deuxième direction mais augmentent vers l'extérieur du domaine.

Au fur et à mesure que l'effort de chargement augmente, on observe une localisation des efforts transmis, et des déformations des joints, suivant ces deux directions. Pour les chargements les plus élevés, l'une de ces direction l'emporte. Ceci est particulièrement net pour le cas $\theta=70^\circ$. On peut observer les sens de rotation des blocs.

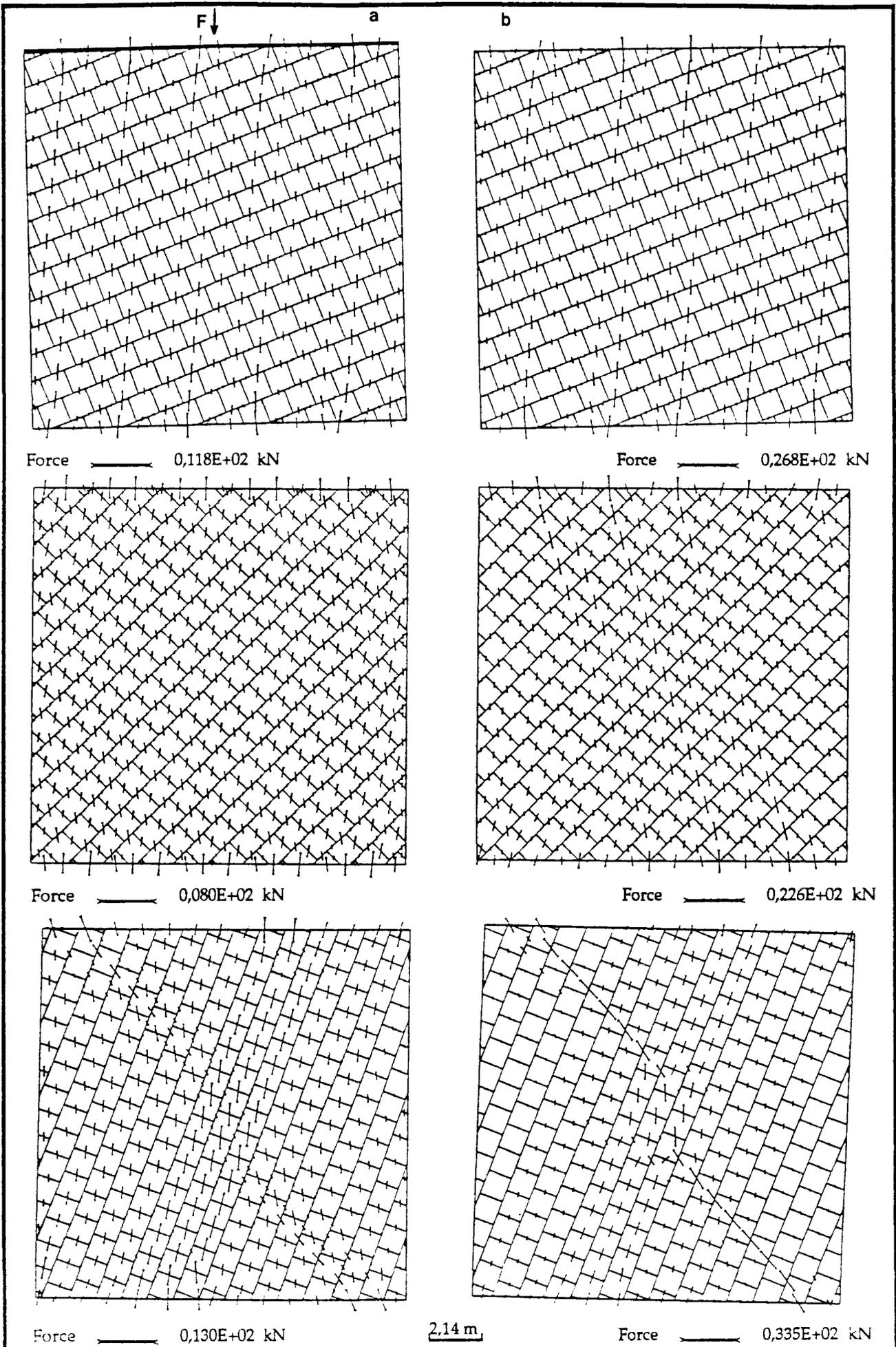
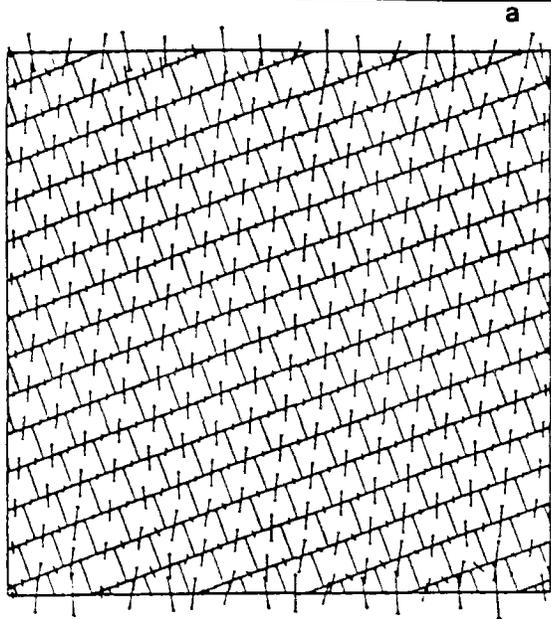
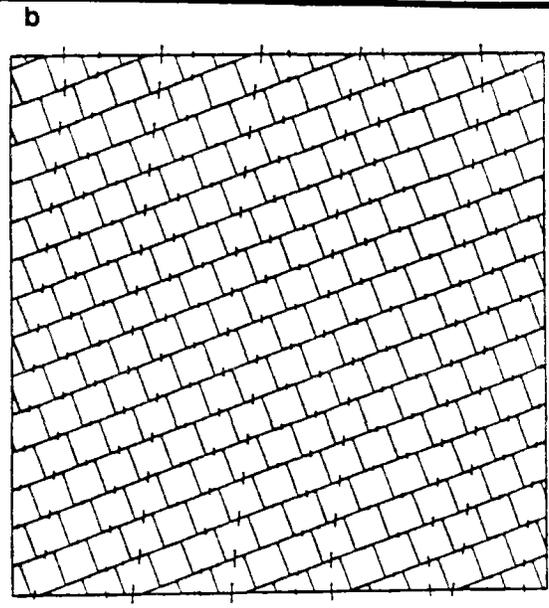


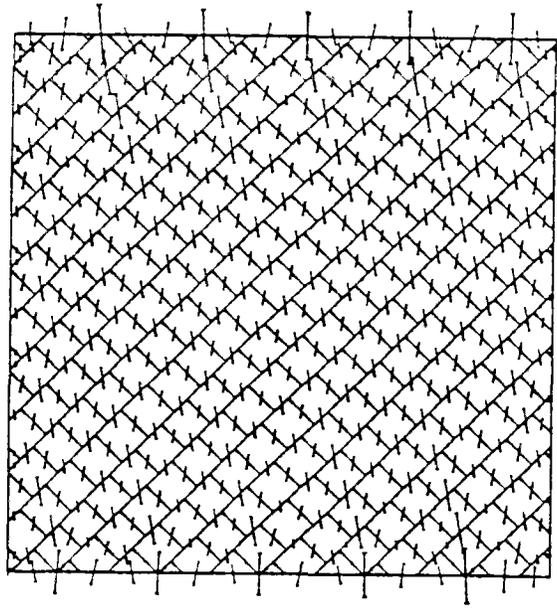
Figure 6.12 : Distribution des efforts dans un milieu fissuré lors d'un essai de compression simple. a : $F=50$ kN , b : $F=100$ kN (BRIG3D).



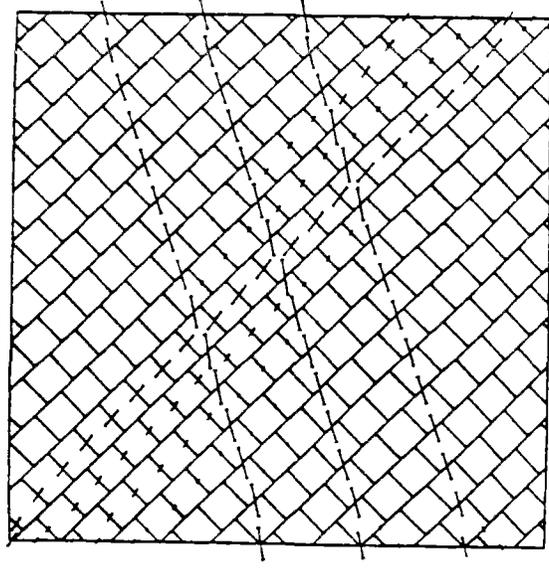
Force \longrightarrow $0,447E+02$ kN



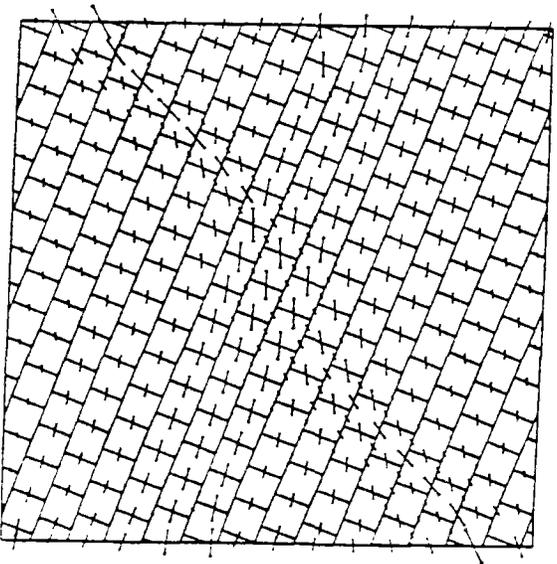
Force \longrightarrow $0,108E+04$ kN



Force \longrightarrow $0,417E+02$ kN

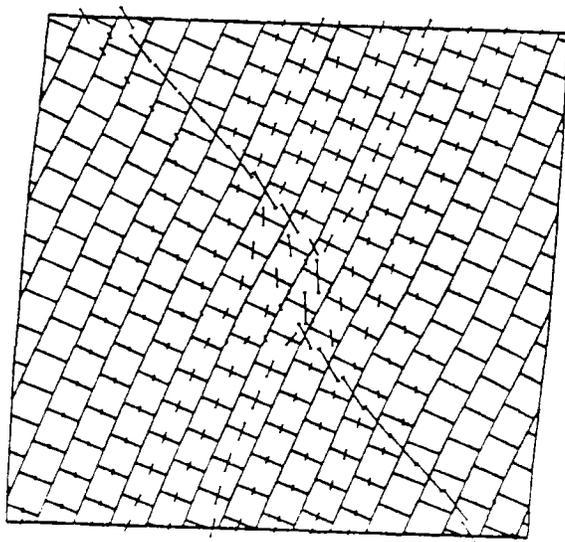


Force \longrightarrow $0,108E+04$ kN



Force \longrightarrow $0,417E+02$ kN

2,14 m



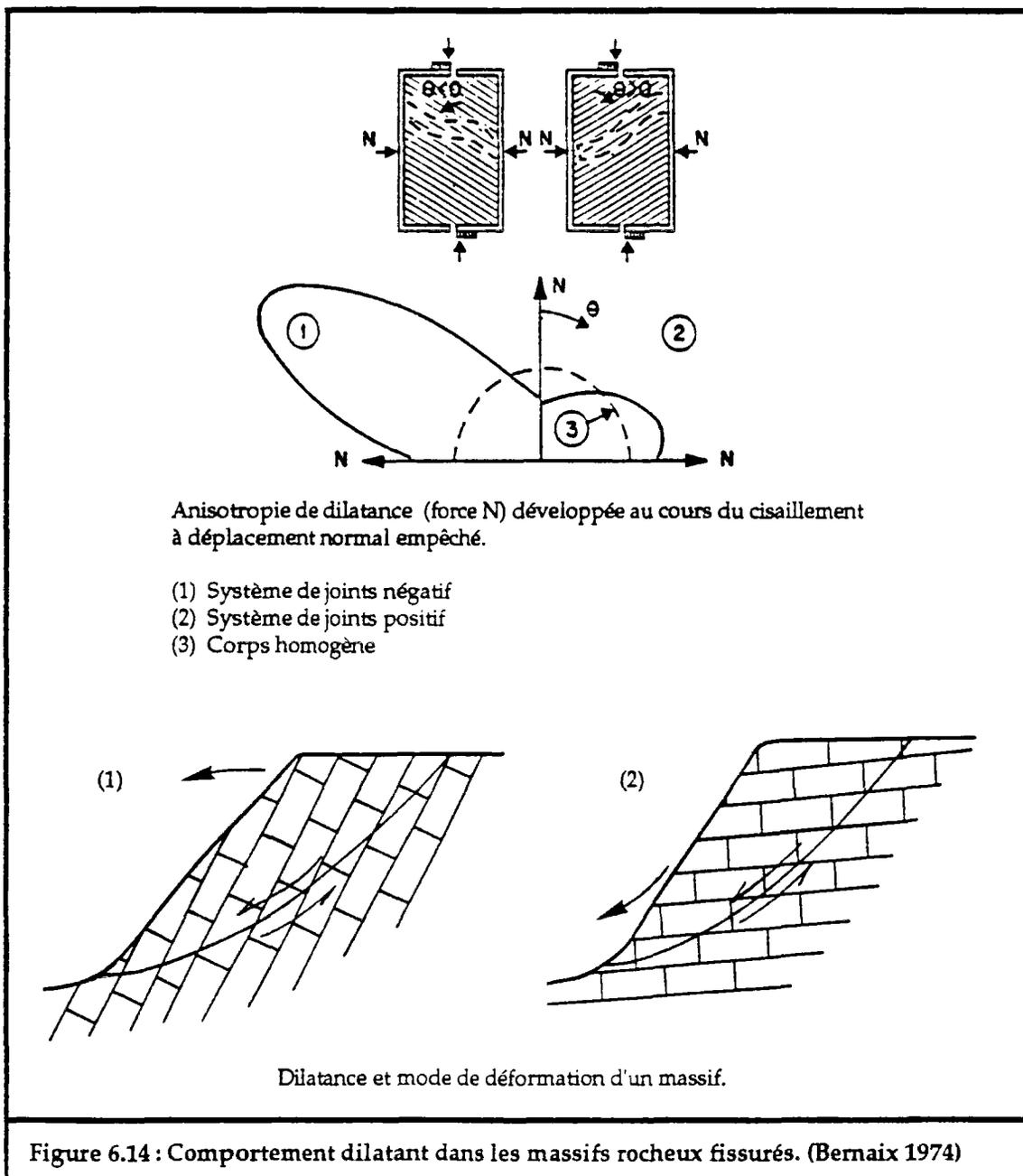
Force \longrightarrow $0,108E+04$ kN

Figure 6.13 : Distribution des efforts dans un milieu fissuré lors d'un essai de compression simple. a : $F=150$ kN , b : $F=1500$ kN (BRIG3D).

2.5. Comportement dilatant des massifs rocheux :

Ce comportement correspond à une dilatation du massif perpendiculairement à la direction de cisaillement. Il dépend principalement de l'orientation générale du système de fracturation par rapport à la direction du mouvement. M. Hayashi (Hayashi 1966) a mis en évidence, sur des modèles physiques, ce type de comportement (fig.6.14). On observe, qu'un système à fissuration opposée à la direction des efforts, présente une dilatance plus marquée par rapport à un système à fissuration de même sens que celui des efforts appliqués.

On a pu observer en réponse à ce phénomène que, des talus rocheux dilatants se déforment avec un basculement de la crête (fig.6.14), et que des talus rocheux non dilatants présentent plutôt un affaissement de la crête et une rotation vers l'intérieur du massif.



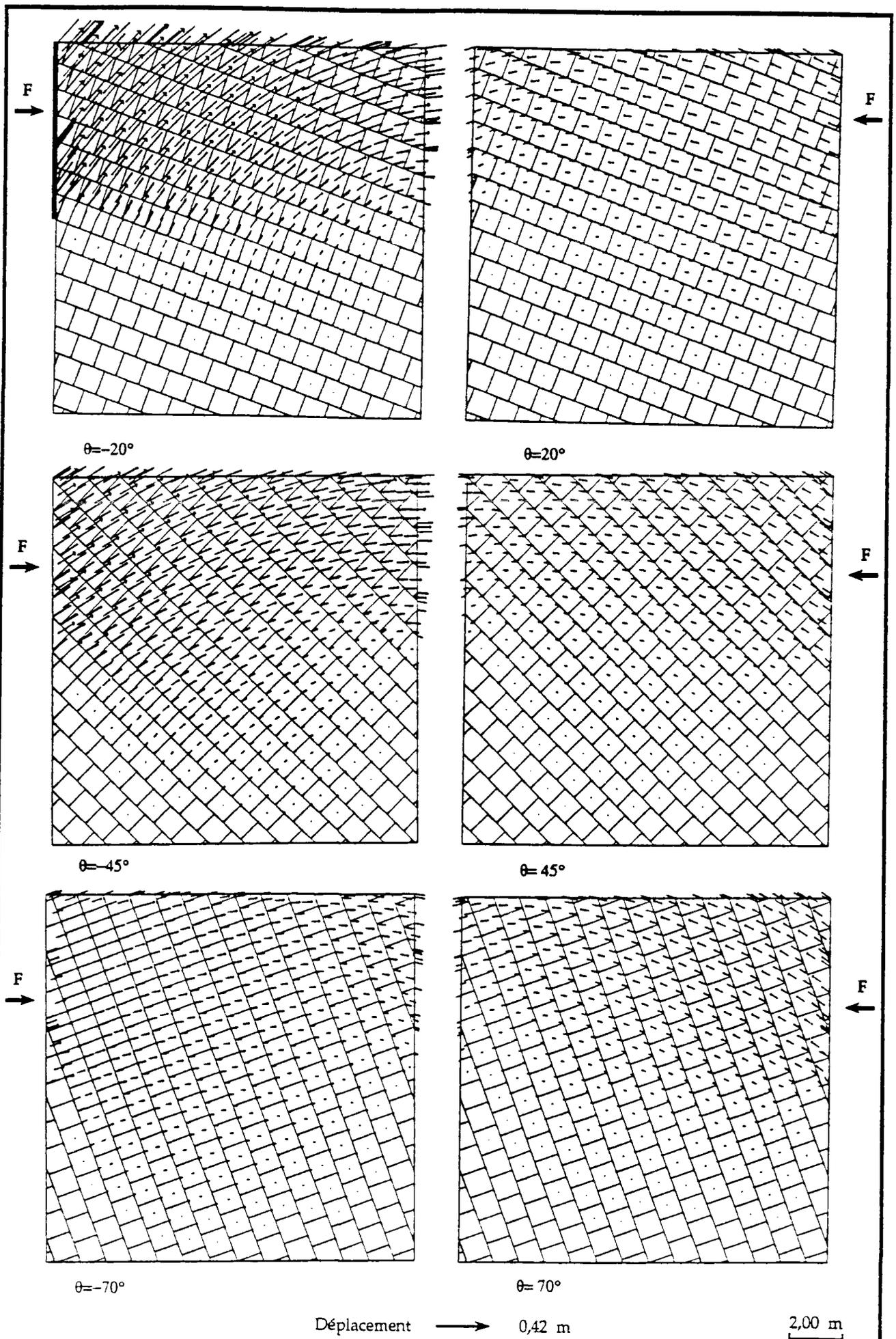


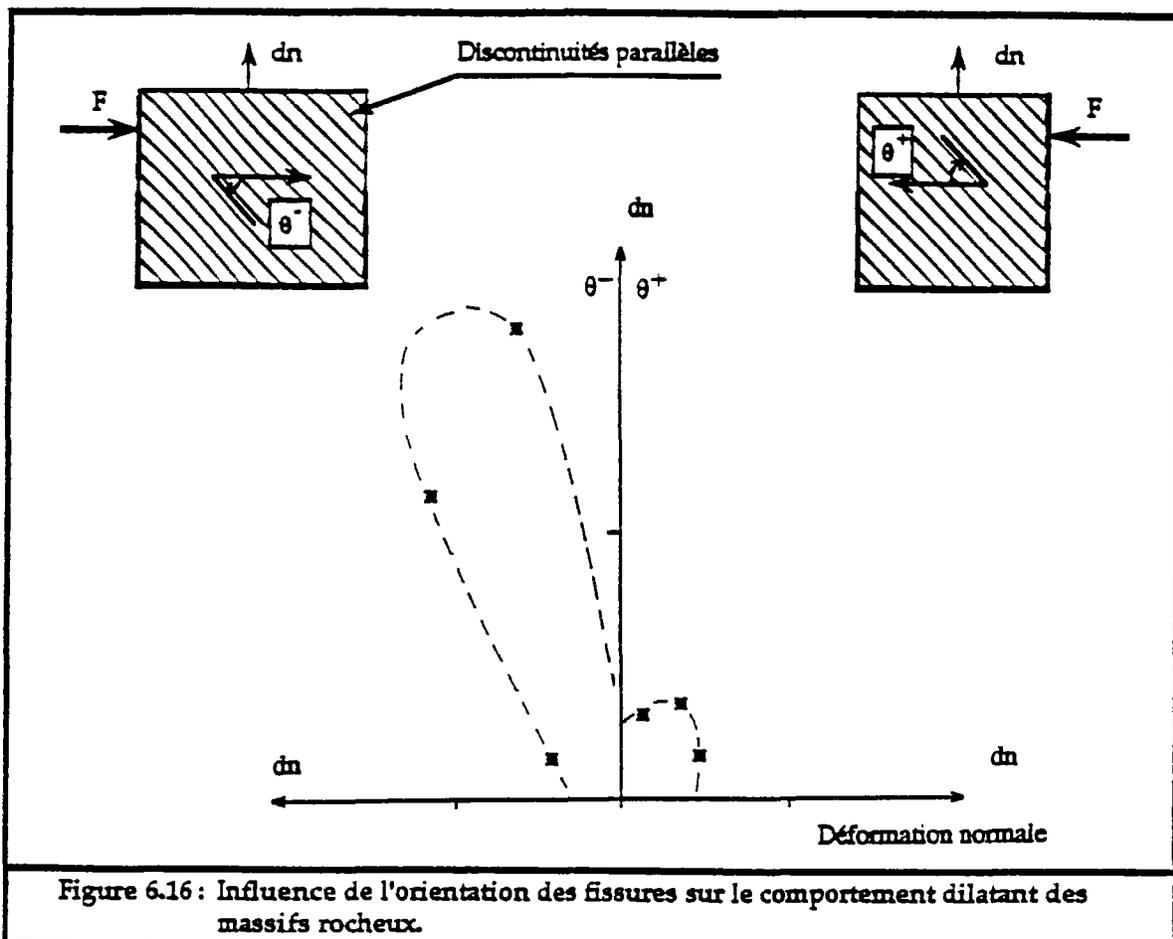
Figure 6.15 : Essais d'explication du comportement dilatant dans certains massifs rocheux fissurés.

Pour mettre en évidence ce type de comportement, nous avons réalisé grâce à BRIG3D des simulations reproduisant un essai analogue à celui d'Hayashi. Le domaine d'étude est un milieu comportant deux familles de discontinuités, l'une continue et l'autre discontinue orthogonale à la première. Les discontinuités continues ont une orientation, par rapport aux efforts appliqués, de $\pm 20^\circ$, $\pm 45^\circ$ et $\pm 70^\circ$ (fig.6.15). La moitié inférieure du domaine est bloquée latéralement et à sa base. L'effort de cisaillement appliqué est le même pour tous les cas. Les joints ont les caractéristiques mécaniques suivantes :

$$\begin{aligned} k_t &= 100 \text{ MPa/m} \\ k_n^0 &= 0.5 \text{ MPa/m} \\ u_{\max} &= 0.01 \text{ m} \\ \phi &= 35^\circ \\ F &= 50 \text{ kN} \end{aligned}$$

Les résultats de ces essais sont portés dans la figure 6.15, où sont représentées les distributions des déplacements des blocs.

Pour chaque essai, nous avons relevé le déplacement normal de la moitié supérieure du domaine, résultant de l'effort de cisaillement. Sur un diagramme polaire (fig.6.16), en reportant ces déplacements normaux en fonction de l'angle d'orientation des fissures continues par rapport à l'axe de cisaillement, on obtient des résultats intéressants : ils illustrent très bien la différence de comportement des massifs, plus ou moins dilatants suivant l'orientation générale de la famille de discontinuités continue par rapport à la direction et au sens de cisaillement. Ces résultats sont comparables à ceux obtenus par Hayashi.



3. Calcul de stabilité de talus :

Le calcul en déformation, dans les massifs rocheux, doit tenir compte des contraintes déjà existantes dans le milieu (dites contraintes initiales), avant la réalisation de n'importe quelle excavation, que ce soit en souterrain ou à ciel ouvert.

Les contraintes initiales sont très difficiles à déterminer ou à prévoir, elles dépendent de l'histoire géologique du massif et des mouvements tectoniques qui l'ont affecté. Généralement, dans les milieux continus, les contraintes initiales sont souvent prises, pour un point donné du milieu, égales au poids propre des terres au dessus de ce point pour les contraintes verticales et multipliées par un coefficient pour les contraintes latérales.

Parfois, pour éviter le problème des contraintes initiales, la résolution se fait en deux étapes. La première étape consiste à faire subir au massif (sans creusement) son propre poids et les forces de poussées latérales, ces dernières sont aussi difficiles à évaluer, elles sont souvent prises proportionnelles au poids propre du milieu. La seconde étape consiste à enlever la partie de l'excavation, en introduisant une nouvelle frontière limitant l'excavation qui est libre de mouvement.

Dans ce qui suit, nous allons traiter des cas de rupture de talus qui interviennent dans les massifs rocheux. L'objectif est de montrer le réalisme des résultats produits par BRIG3D et l'efficacité de la méthode des éléments distincts dans le calcul de stabilité de talus rocheux.

3.1. Rupture plane :

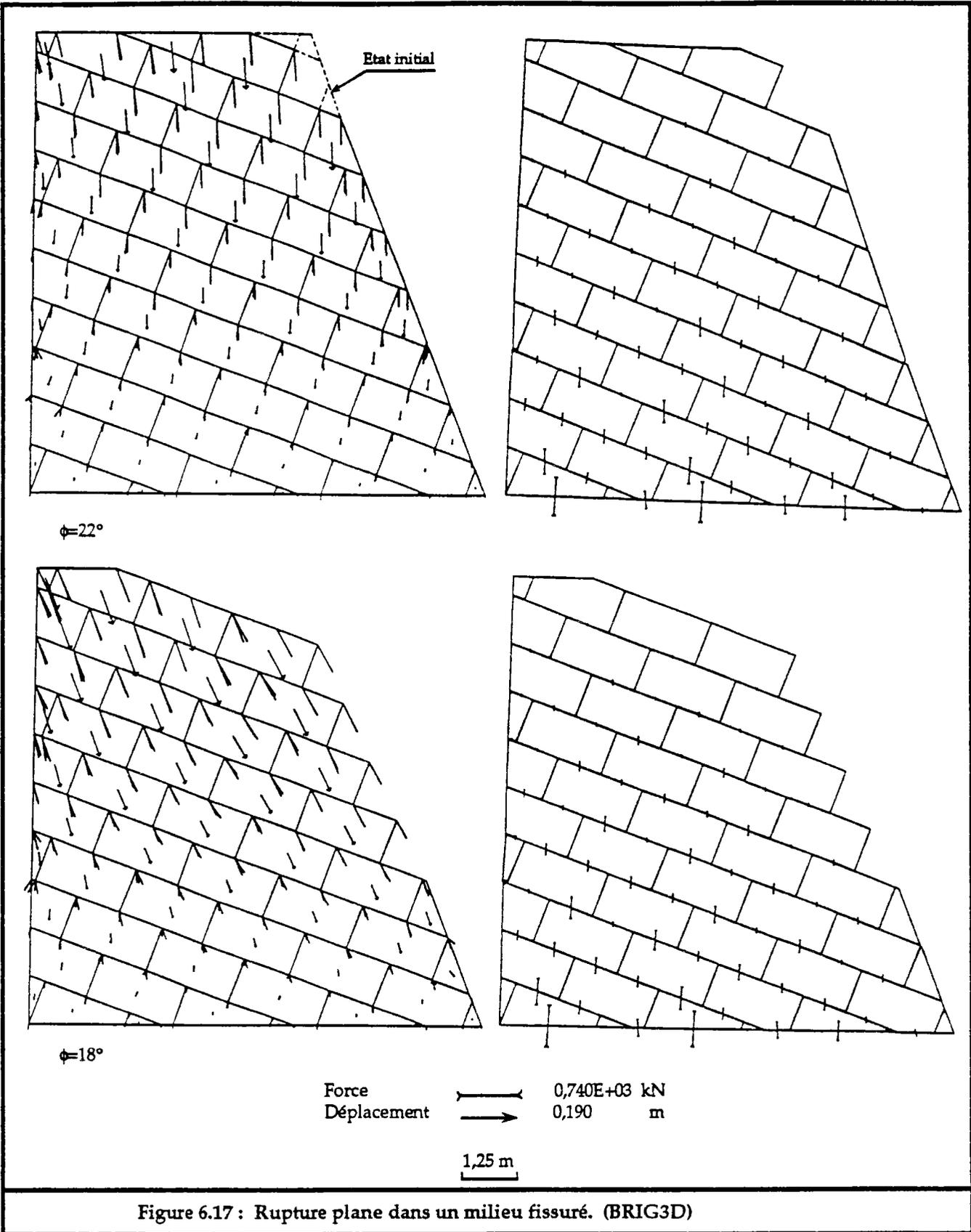
Les ruptures planes s'observent souvent dans des massifs présentant une famille de fracturations d'orientation parallèle ou sub-parallèle au talus et un pendage plus faible que celui du talus. Cette famille de fractures divise le massif en plusieurs bancs qui glissent entre eux. Même si les bancs sont interrompus par une autre famille de fractures, la rupture plane est prépondérante par rapport à d'autres mécanismes de ruptures.

Dans l'exemple (figure 6.17) suivant est traité une rupture plane par glissement des bancs entre eux. D'après la méthode d'analyse des forces à l'équilibre limite, le talus est stable si l'angle de frottement est supérieur au pendage des joints continus.

Les blocs sont supposés n'être soumis qu'à leurs propre poids. Les joints ont un pendage de 20° et 70°. Ce problème est étudié avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

$$\begin{aligned} k_t &= 100 \text{ MPa/m} , & k_n &= 0.5 \text{ MPa/m} \\ u_{\max} &= 0.01 \text{ m} , & \alpha &= 0 \\ \phi &= 22^\circ \text{ et } 18^\circ , & \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \quad (\gamma : \text{ poids volumique}) \end{aligned}$$

En utilisant BRIG3D, on observe que les déplacements des blocs peuvent être très grands. On peut considérer que la moitié supérieure du talus est presque détachée du massif, même lorsque l'angle de frottement interne ϕ est plus grand que l'angle de pendage θ .



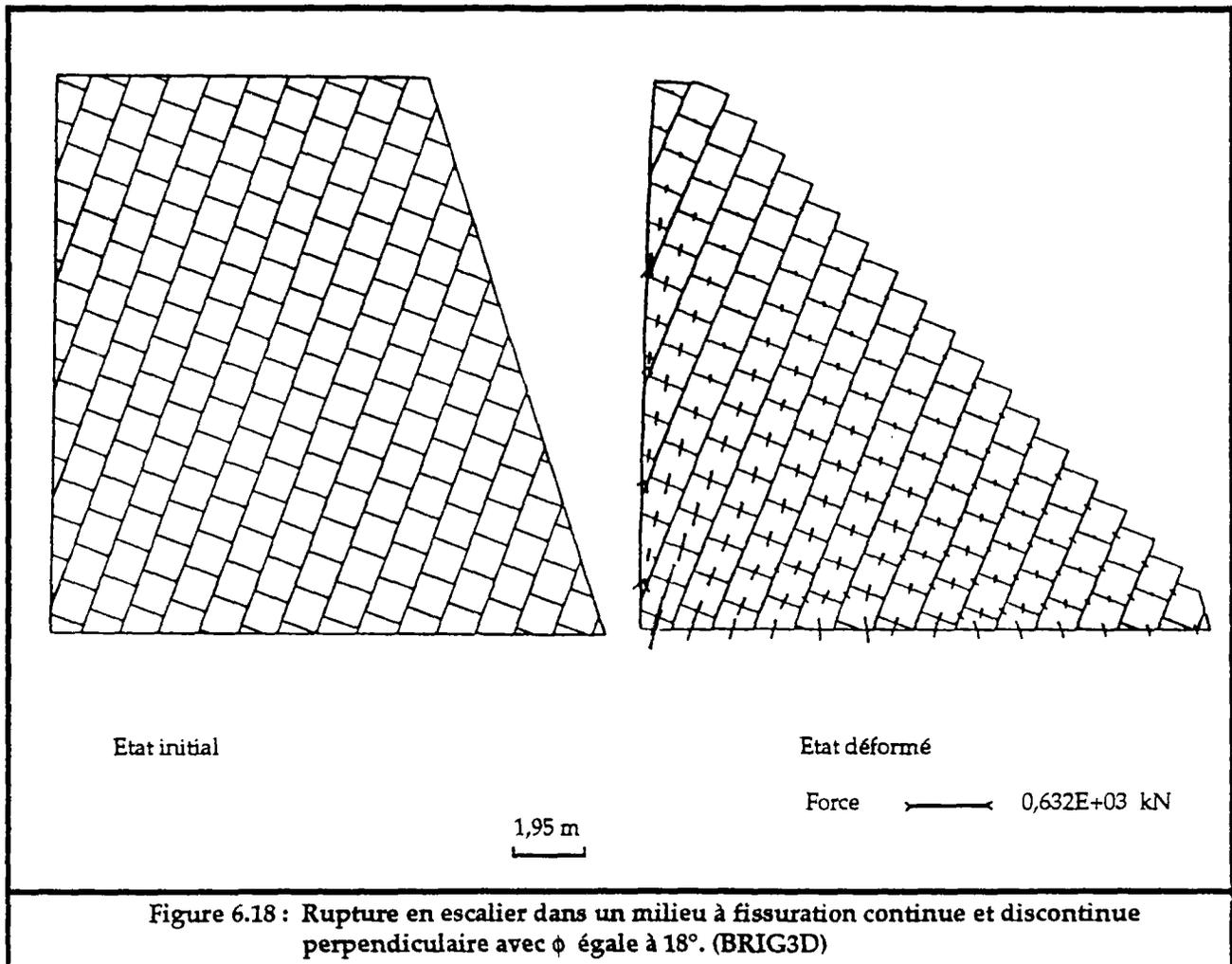
3.2. Rupture en escalier :

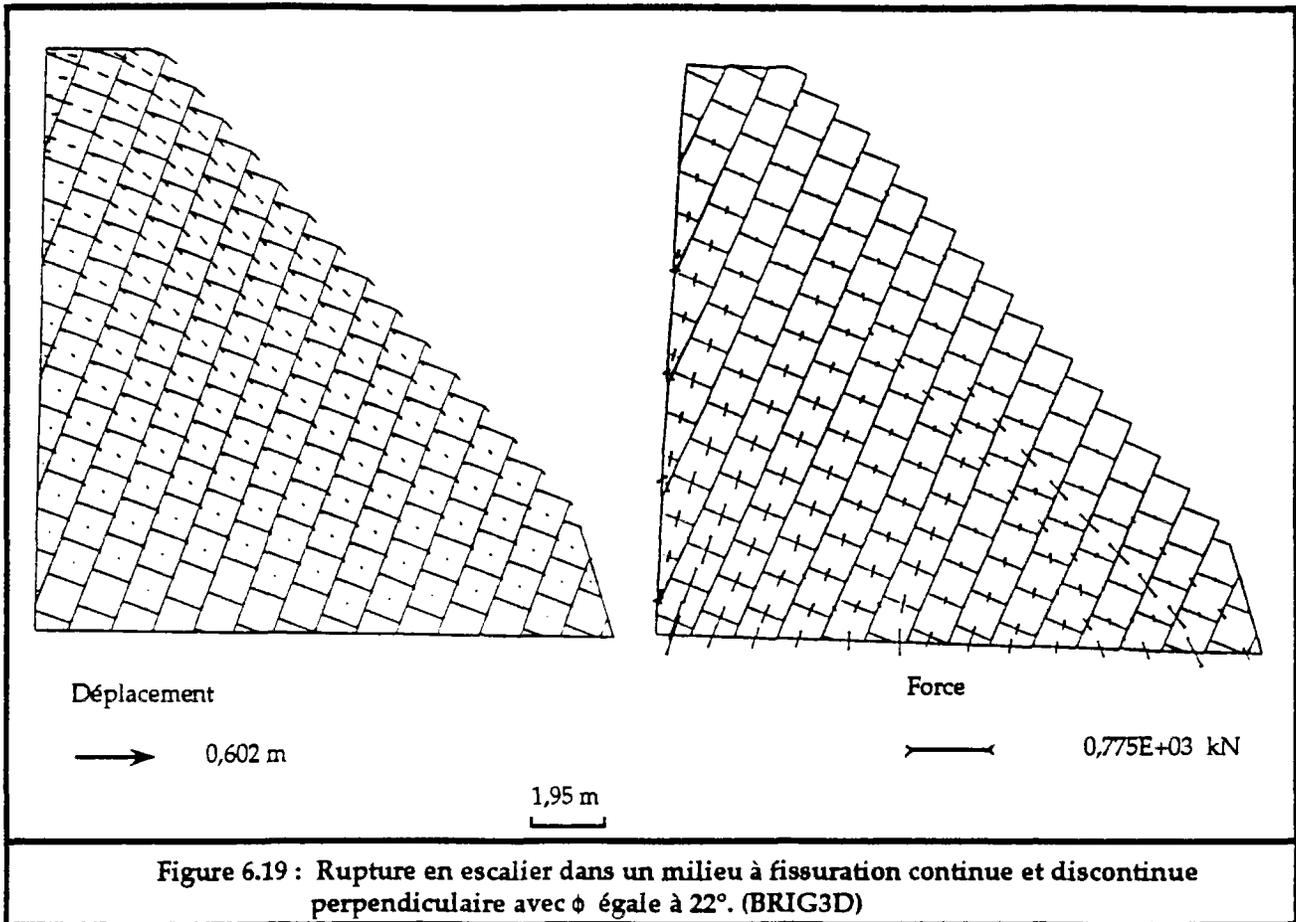
La rupture en escalier, d'après Hoek et Bray (1981), se produit dans un massif ayant deux familles de fractures de même orientation que le talus et des pendages de même sens que la pente du talus. Elle peut cependant avoir lieu, si les deux familles de fractures ont des pendages opposés. Cette rupture arrive souvent quand le massif est divisé en blocs plus ou moins cubiques. Le glissement se réalise sur les joints ayant le faible pendage, conforme à la pente du talus. Sur les autres joints il y a ouverture.

Les exemples suivants (figures 6.14 et 6.15) montrent des glissements en escalier. On observe bien que, même si l'angle de frottement est supérieur au pendage de la surface des joints conforme à la pente du talus, il y a chute de blocs. Ce phénomène est dû à la déformabilité du massif et à la transmission des efforts entre blocs, alors que l'analyse à la rupture, par les méthodes classiques, indique une stabilité globale.

Les caractéristiques mécaniques des joints sont identiques :

$$\begin{aligned}k_t &= 100 \text{ MPa/m} \\k_n^o &= 0.5 \text{ MPa/m} \\u_{\max} &= 0.01 \text{ m} \\\phi &= 18^\circ \text{ et } 22^\circ \\\gamma &= 20 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$





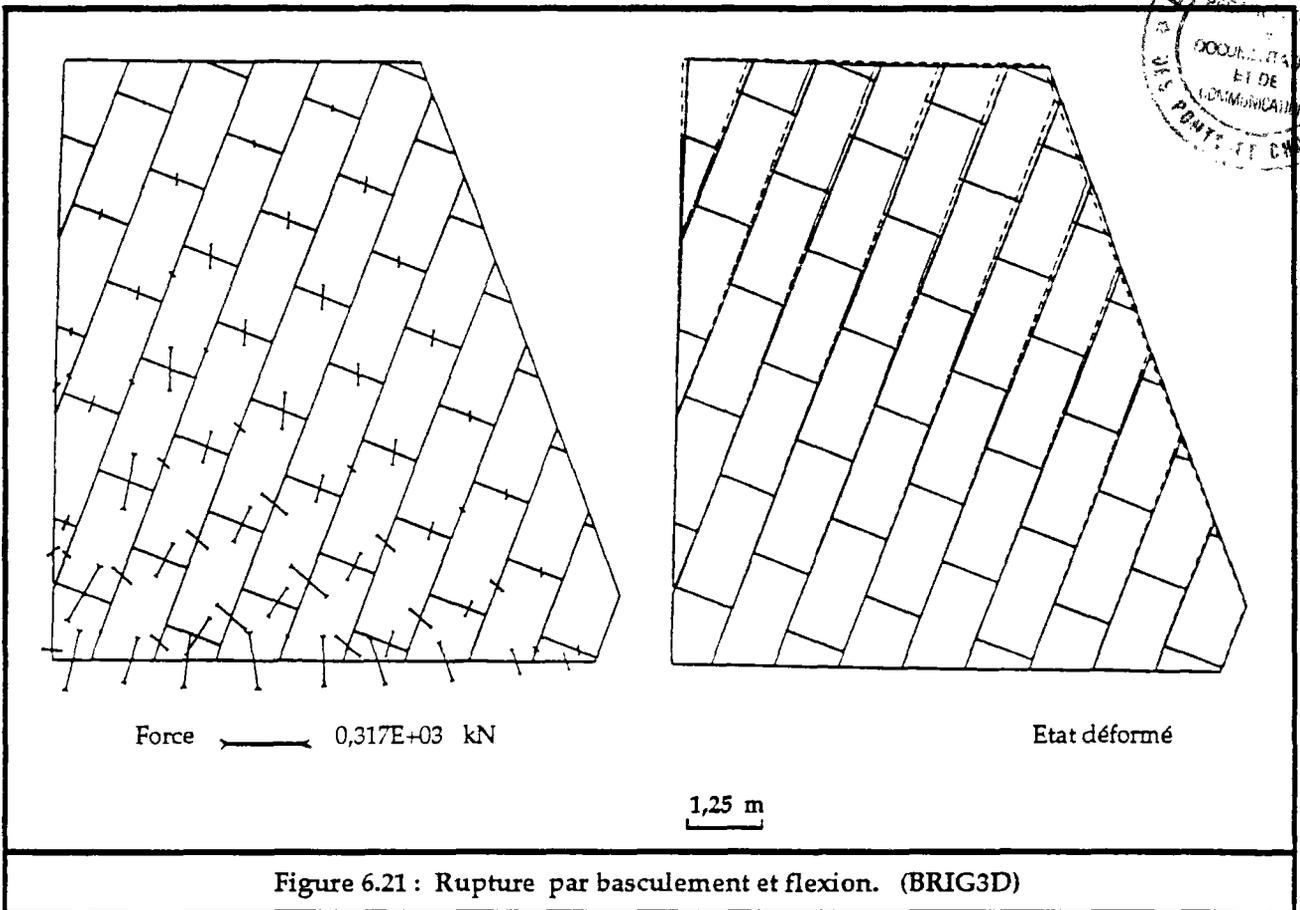
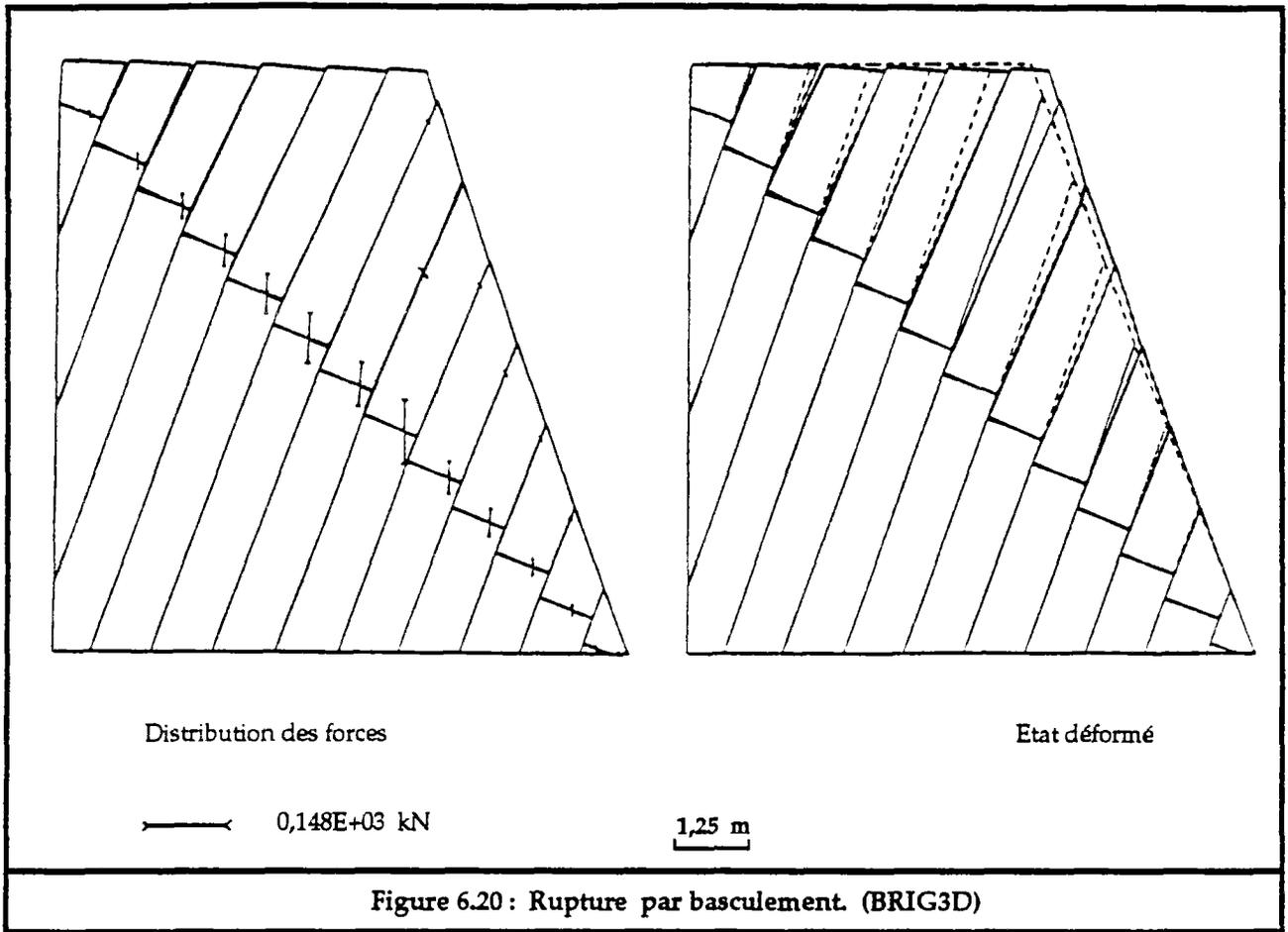
3.3. Rupture par basculement et flexion :

La rupture par basculement se réalise dans des massifs présentant des bancs ou blocs en colonnes ayant un pendage vers l'intérieur du talus. Ces blocs, sous l'effet de leurs poids, accusent des rotations, par rapport à leurs bases, vers l'extérieur du talus. En fonction de la géométrie du talus et des blocs, on peut avoir une rupture par glissement plane dans un endroit du talus et une rupture par basculement ailleurs (Hoek & Bray 1981).

Cette rupture apparaît souvent quand les bancs sont continus et ont une base fixe (fig.6.20). Parfois quand ils sont discontinus ou quand le massif est formé par des parallélépipèdes ayant un pendage vers l'intérieur du talus, on observe le phénomène de flexion des bancs (fig.6.21). Les caractéristiques mécaniques des joints sont :

$$\begin{aligned}
 k_t &= 100 \text{ MPa/m} \\
 k_n^o &= 0.5 \text{ MPa/m} \\
 u_{\max} &= 0.01 \text{ m} \\
 \phi &= 22^\circ \\
 \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

La figure 6.20 montre une rupture par basculement. On observe les déplacements des blocs. Le bloc de pied de talus joue le rôle d'un bloc clé par les conditions aux limites qui lui sont imposées. Les blocs de la base et du milieu du talus basculent légèrement et viennent s'y appuyer. Les blocs supérieurs présentent le plus fort basculement avec des ouvertures importantes des joints. La figure 6.21 montre le phénomène de basculement accompagné de flexion obtenue grâce à l'existence d'une famille orthogonale de joints discontinus.



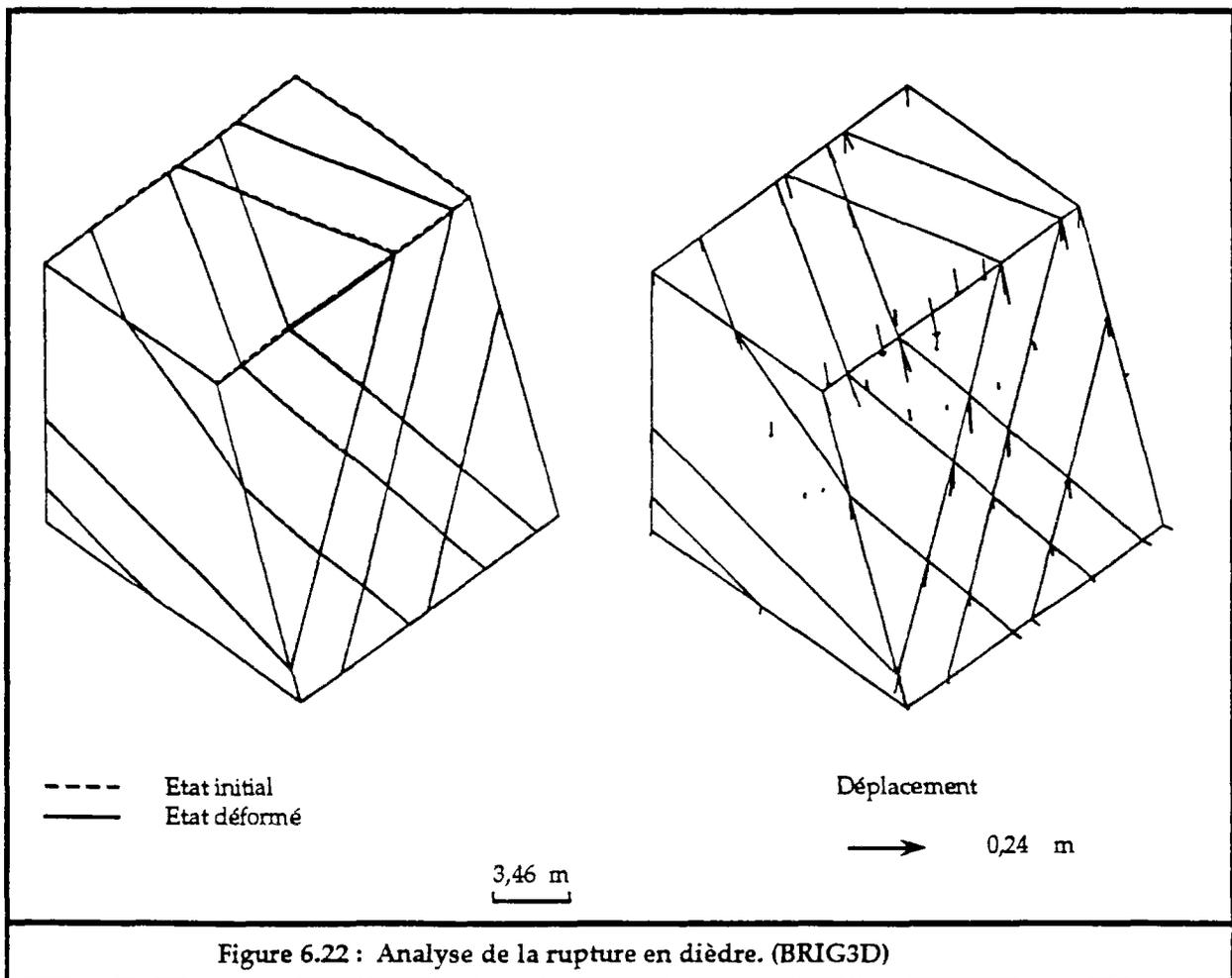
3.4. Rupture en dièdre :

La rupture en dièdre peut se réaliser par glissement sur deux discontinuités, suivant la direction de leur ligne d'intersection quand celle-ci plonge dans le même sens que le talus, avec un pendage plus faible que le pendage apparent du talus.

La méthode de calcul en équilibre limite, montre que les dièdres de l'exemple suivant (fig.6.22), pris indépendamment, sont stables avec un coefficient de sécurité d'environ 1.06 (voir Annexe III). L'analyse de la déformation de l'ensemble du massif (c'est à dire les différents blocs le constituant), montre des déplacements non négligeables (voir Annexe III).

Les joints ont les caractéristiques mécaniques suivants :

$$\begin{aligned}k_t &= 100 \text{ MPa/m} \\k_n^0 &= 0.5 \text{ MPa/m} \\u_{\max} &= 0.01 \text{ m} \\ \phi &= 30^\circ \\ \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$



4. Etude des galeries souterraines :

Si actuellement, on maîtrise parfaitement le calcul des galeries souterraines dans les milieux continus, il n'en est pas de même dans les milieux discontinus. En effet, la distribution des efforts, comme nous l'avons vu ci-dessus, est fortement liée à la disposition du réseau de fracturation et très difficile à déterminer par des modèles analytiques ou par éléments finis. Seul la méthode des éléments distincts peut bien résoudre un tel problème.

Dans ce qui suit nous analysons, sur des cas simples, l'influence de certains paramètres, essentiellement la fracturation, les efforts latéraux et l'épaisseur des bancs rocheux sur la stabilité des galeries souterraines. Ceci est réalisé par le code BRIG3D, afin de montrer son aptitude à traiter ce type de sujet.

4.1. Influence de la fracturation :

Dans ce cas nous avons utilisé un milieu avec des fissures continues parallèles, qui le découpent en bancs discrétisés en blocs cubiques. Les fissures continues peuvent prendre des pentages θ égaux à 0° , 20° , 45° , 70° , 90° . Le milieu est limité par deux frontières latérales fixes. A sa base, certains blocs sont fixés et seuls ceux qui se trouvent au toit de la galerie souterraine sont laissés libres. La galerie a une largeur variant de 4 à 5 mètres suivant la disposition des joints. Les blocs sont supposés n'être soumis qu'à leur propre poids.

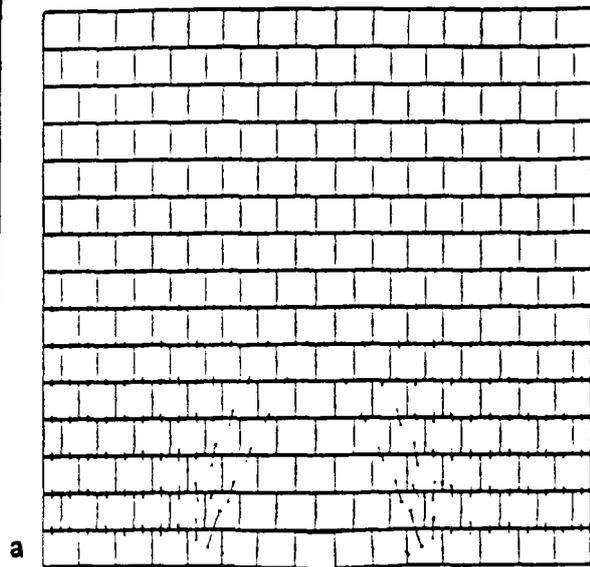
Tous les joints ont les mêmes caractéristiques mécaniques :

$$\begin{aligned}k_t &= 100 \text{ MPa/m} \\k_n^0 &= 0.5 \text{ MPa/m} \\u_{\max} &= 0.01 \text{ m} \\\phi &= 35^\circ \\\gamma &= 20 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

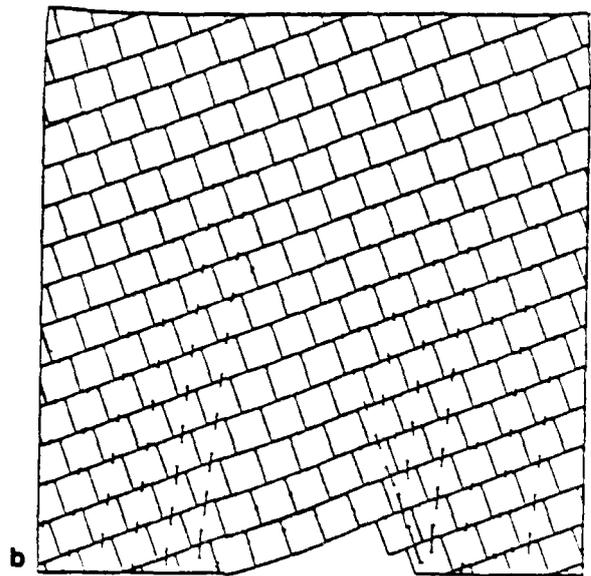
Des figure 6.23 et 6.24, où sont représentées les distributions des efforts dans les joints et les déplacements des blocs, on peut tirer les constatations suivantes :

- la chute de blocs situés au toit de la galerie se réalise pour toutes les valeurs de θ , sauf pour θ égal à 0° . Ceci est dû à leur disposition dans le milieu qui ne permet pas la création d'efforts latéraux pour les maintenir.
- la formation d'une "cloche" due à l'effet de voûte apparaît. La zone influencée (du point de vue de la modification du champ de contraintes) est d'extension très variable suivant la valeur de θ . Dans cette zone influencée, des secteurs sont très peu contraints (secteurs décomprimés) et les blocs qui les constituent sont instables. Cette observation est du plus grand intérêt dans l'optique d'un renforcement du toit de la galerie par des boulons d'ancrage. Le but assigné à ceux-ci est en effet parfois un rôle de soutènement de blocs présumés instables, sans que l'on puisse se prononcer sur l'état de stabilité des blocs situés en arrière.

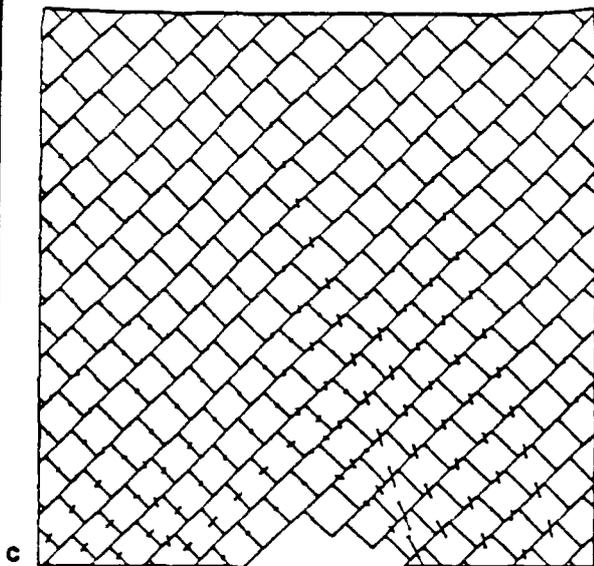
Plus sûrement un système de boulonnage peut contribuer à créer artificiellement une voûte d'un volume suffisant apportant l'étreinte latérale nécessaire à la stabilité au massif.



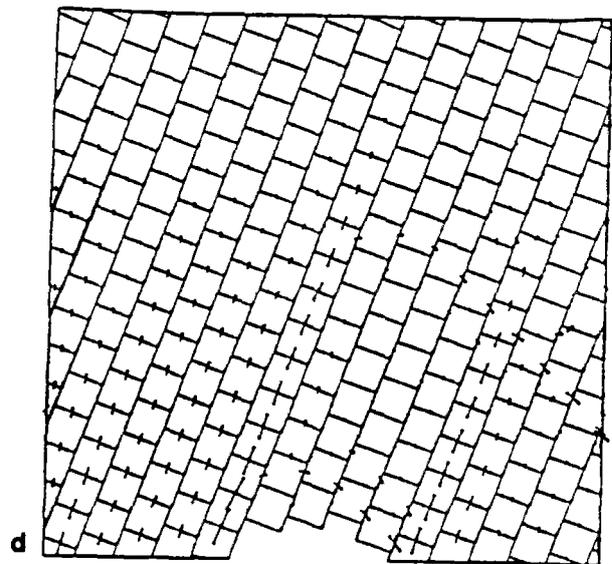
a



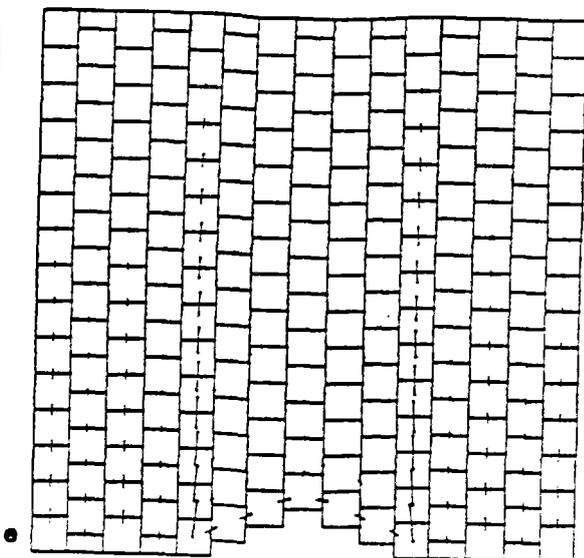
b



c



d



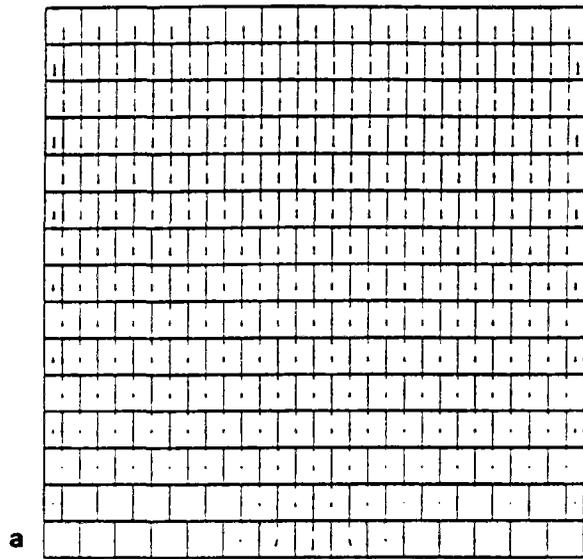
e

Echelles : 2.00 m

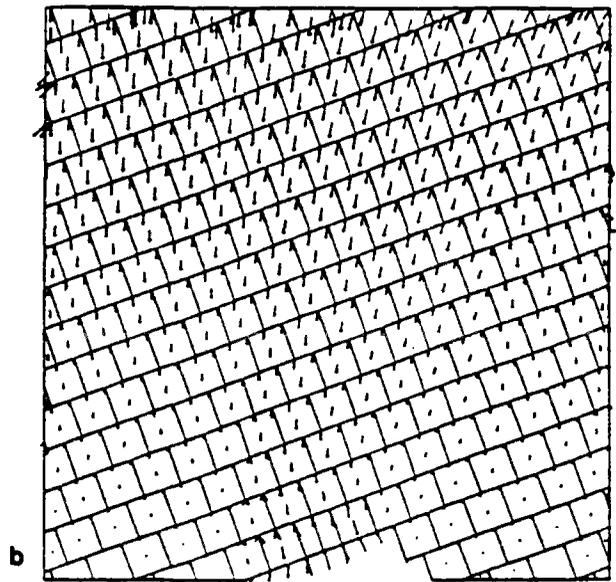
Force —————

a	0,114E+04	kN
b	0,183E+04	
c	0,251E+04	
d	0,165E+04	
e	0,178E+04	

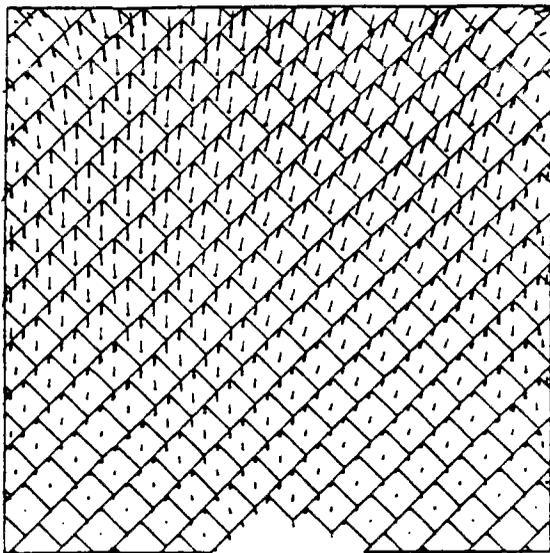
Figure 6.23 : Distribution des efforts autour d'une galerie dans un milieu à fissuration continue et discontinue perpendiculaire. (Logiciel BRIG3D).



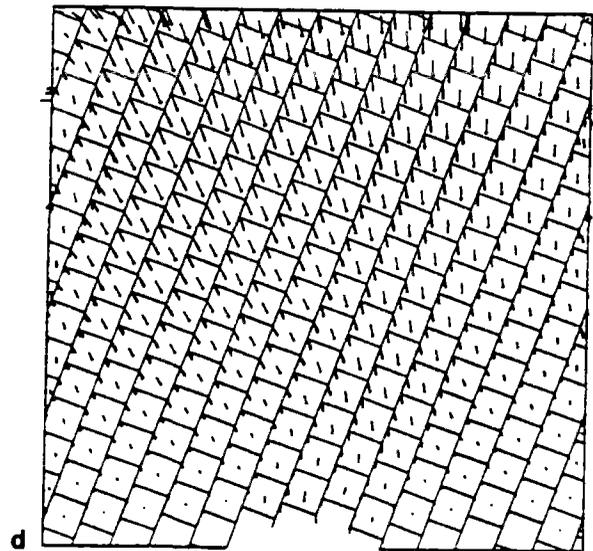
a



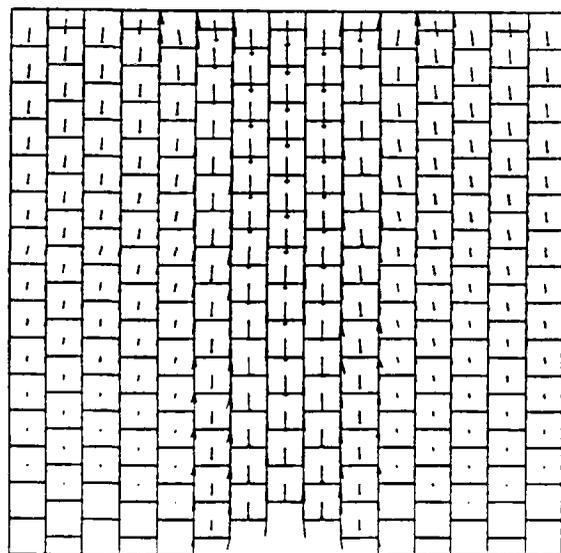
b



c



d



e

Echelles : 2.00 m

Déplacement

a	0,248 m
b	1,157
c	0,362
d	0,341
e	0,477

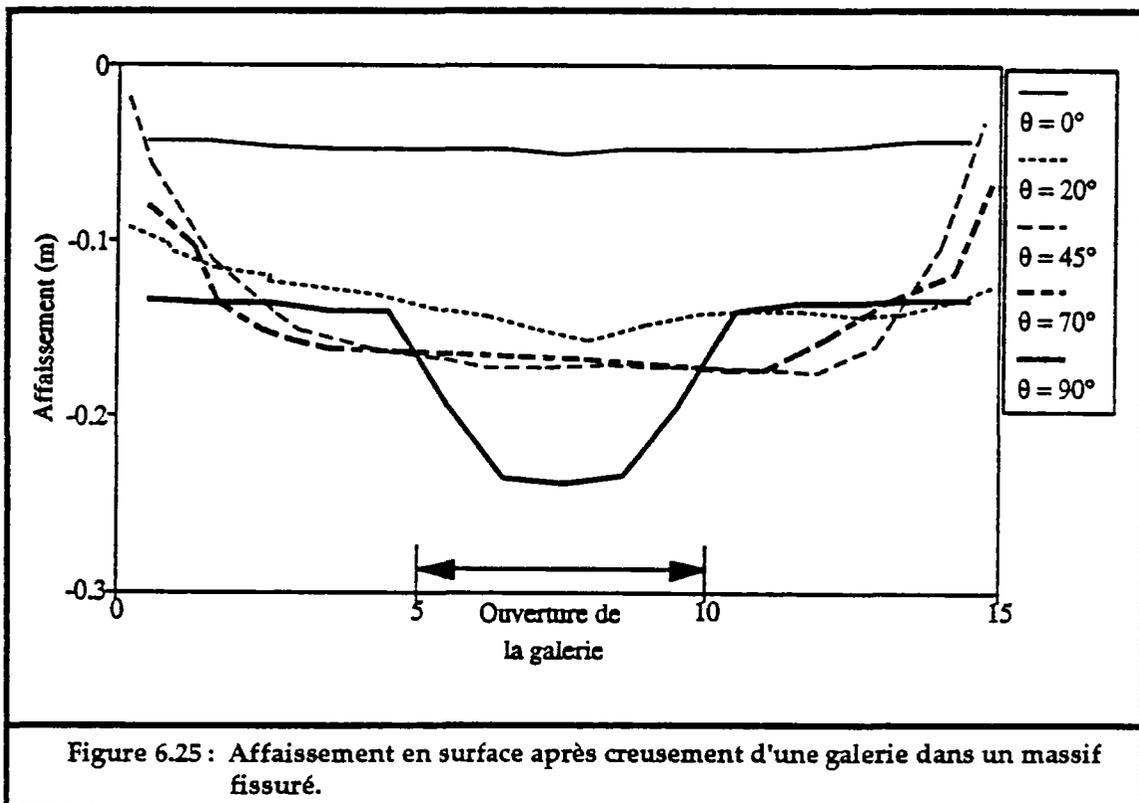
Figure 6.24: Distribution des déplacements autour d'une galerie dans un milieu à fissuration continue et discontinue perpendiculaire. (Logiciel BRIG3D).

- sur les extrémités de la galerie, il y a une concentration des efforts qui varie de deux à quatre fois le poids des terres au-dessus ($\sigma_0 = \gamma \cdot h$), ce qui concorde avec certaines études analytiques, entreprises sur les galeries dans les milieux stratifiés (Panet 1971). A l'opposé, dans les milieux continus ces efforts peuvent varier de un à deux fois σ_0 .

Si on analyse l'affaissement du domaine (fig.6.25), on constate qu'elle dépend essentiellement de l'orientation des joints continus (θ). Pour des faibles valeurs de θ , l'affaissement apparaît homogène et plus ou moins symétrique par rapport à l'axe vertical de la galerie. Par contre pour des grandes valeurs de θ , elle est asymétrique et atteint son maximum dans les zones où les fissures continues interceptent l'ouverture de la galerie.

L'affaissement est plus accentuée pour des couches de grand pendage par rapport à celles ayant un faible pendage, ceci est dû au fait, que dans le dernier cas, l'effet d'arc-boutement équilibre les efforts entre les blocs et limite leurs déplacements.

Du fait de la faible largeur du modèle et des conditions aux limites imposées, on ne peut cependant traiter complètement le problème de la "cuvette d'affaissement" et de "l'angle d'influence" correspondant, liés aux travaux miniers souterrains. A l'évidence, BRIG3D permettrait de répondre à ce problème.



4.2. Influence de l'épaisseur des bancs rocheux :

D'après l'étude ci-dessus, on constate qu'il y a "flexion" des bancs rocheux (découpés en blocs). Cette flexion, qui est due au poids des blocs formant les bancs, est plus marquée au toit des galeries. Elle dépend de l'angle de pendage des fissures continues et surtout de l'épaisseur des bancs rocheux.

La flexion des bancs est d'autant plus importante que l'épaisseur des bancs est plus faible, ceci est bien montré dans la figure 6.26. Pour rendre stable une telle galerie, on peut augmenter artificiellement l'épaisseur des bancs qui se trouvent au toit de la galerie en réalisant un boulonnage entre plusieurs bancs.

Dans la figure 6.26, nous n'avons traité l'influence de l'épaisseur des bancs que pour des bancs de pendage nul. On obtiendrait des résultats analogues pour des pendages différents.

4.3. Influence des efforts latéraux :

Les méthodes classiques de calcul de stabilité dans les massifs rocheux, considèrent que les efforts latéraux ne peuvent qu'entraîner des résistances aux mouvements de glissement. Pour cette raison, en plus de la difficulté de leur estimation, on ne les prend pas en compte dans le calcul.

Les méthodes de calcul en déformation, peuvent aisément tenir compte des efforts latéraux s'ils sont bien estimés. La figure 6.22 montre les différences qui peuvent résulter des efforts latéraux. On observe une diminution des efforts dans les joints et des déplacements des blocs.

Les cas de la figure 6.27 sont traités pour un coefficient des terres au repos K_0 égal à 0.25 ($K_0 = \sigma_h / \sigma_v$). Les caractéristiques des joints sont les mêmes que ci-dessus :

$$\begin{aligned}k_t &= 100 \text{ MPa/m} \\k_n^0 &= 0.5 \text{ MPa/m} \\u_{\max} &= 0.01 \text{ m} \\\phi &= 35^\circ \\\gamma &= 20 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

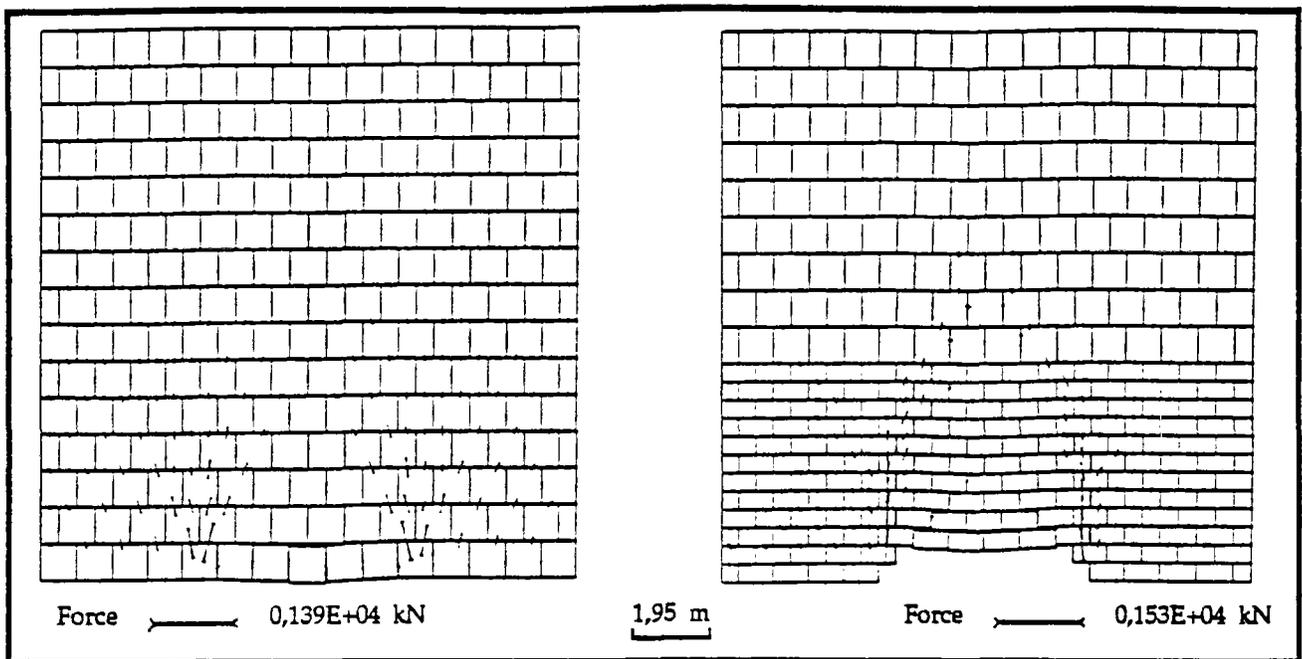


Figure 6.26 : Influence de l'épaisseur des couches sur la stabilité d'une galerie souterraine. (BRIG3D)

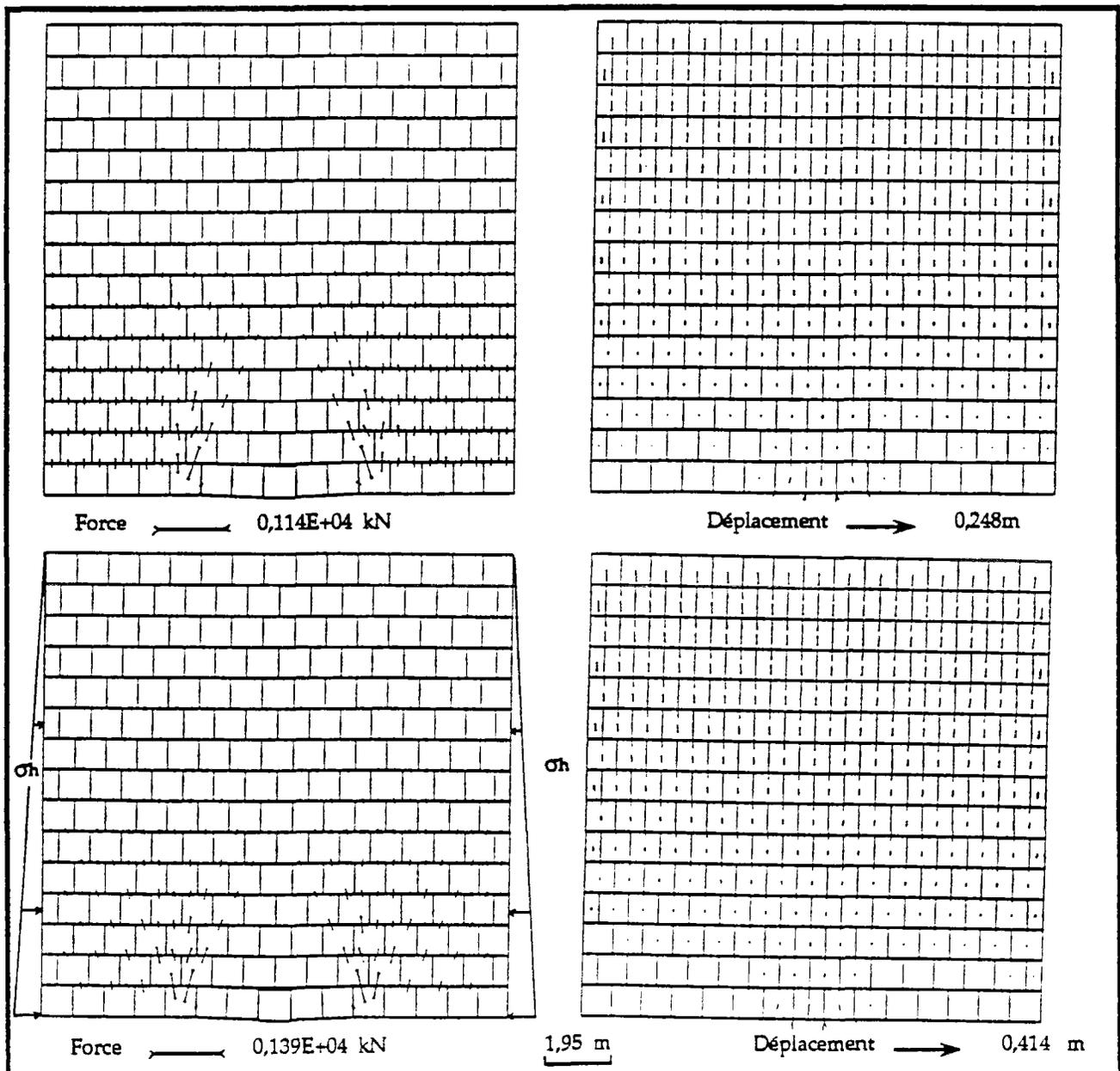


Figure 6.27 : Influence des efforts latéraux sur la stabilité d'une galerie souterraine (BRIG3D).

5. Calcul des voûtes :

Le calcul des voûtes se fait, en général si elles sont continues, par des méthodes analytiques. Mais en pratique, les barrages voûtes ou les soutènements souterrains en voûte, sont constitués par de nombreux éléments courbes liés par des joints. Alors le calcul par une méthode analytique est difficile pour résoudre un problème de milieu discontinu.

Nous montrons ci-dessous une première approche, par la méthode des éléments distincts, concernant le cas des barrages voûtes qui sont sollicités par des pressions hydrauliques uniformes.

Contrairement aux barrages poids qui par leur propre poids résistent à la poussée hydraulique, les barrages voûtes travaillent essentiellement à la manière des coques reportant les efforts sur les rives et le fond d'une vallée.

Le calcul des barrages voûtes consiste à découper la voûte en tranches horizontales (dites anneaux), que l'on peut considérer comme indépendantes les unes des autres, du fait qu'on néglige leur poids par rapport à la réaction d'appui sur les rives latérales de la vallée. Les anneaux sont constitués d'un nombre d'éléments en arcs (dits voussoirs) liés entre eux par des joints.

Si on considère que l'anneau est continu circulaire de rayon R (fig.6.28), d'épaisseur e négligeable devant R , et de largeur unité (1 mètre), s'il est soumis à une pression radiale uniforme, de valeur P , il en résulte un effort de compression perpendiculaire à l'anneau et de valeur σ , tel que :

$$\sigma = \frac{P \cdot R}{e} \quad (6.2)$$

En réalité, l'anneau est discontinu, formé d'un ensemble de voussoirs liés par des joints. On peut alors étudier l'influence de ces joints dans le calcul de l'anneau.

Les exemples de la figure 6.29 traitent des anneaux à différents angles d'ouvertures (130° , 90°). Sur ces cas on observe, que l'effort normal sur les joints vérifie bien l'équation 6.2 ($\sigma=1500 \text{ kN/m}^2$) (tableau 6.1 et 6.2). On constate aussi que l'anneau est plus déformé au centre qu'aux extrémités. Il y a aussi développement d'effort tangentiel qui, même négligeable, peut varier en fonction des pressions hydrauliques.

Les caractéristiques mécaniques des joints sont :

$$\begin{aligned} k_t &= 100 \text{ MPa/m} \\ k_n^\circ &= 0.5 \text{ MPa/m} \\ u_{\max} &= 0.01 \text{ m} \\ \phi &= 35^\circ \end{aligned}$$

La pression radiale P est de 100 kN/m^2 (soit 10 m d'eau), l'anneau est de 1 mètre d'épaisseur et de 30 mètres de rayon de courbure.

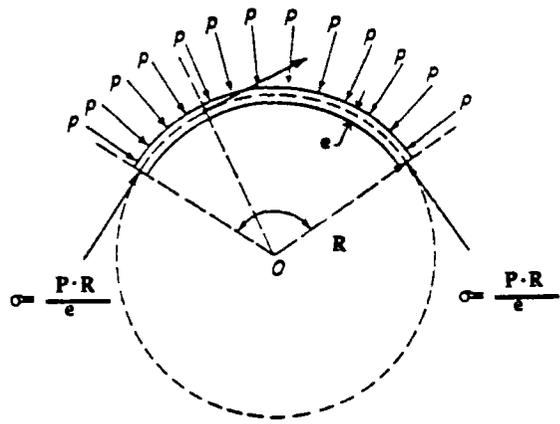


Figure 6.28 : Anneau de voûte mince soumis à des pressions radiales. (H. Varlet 1966)

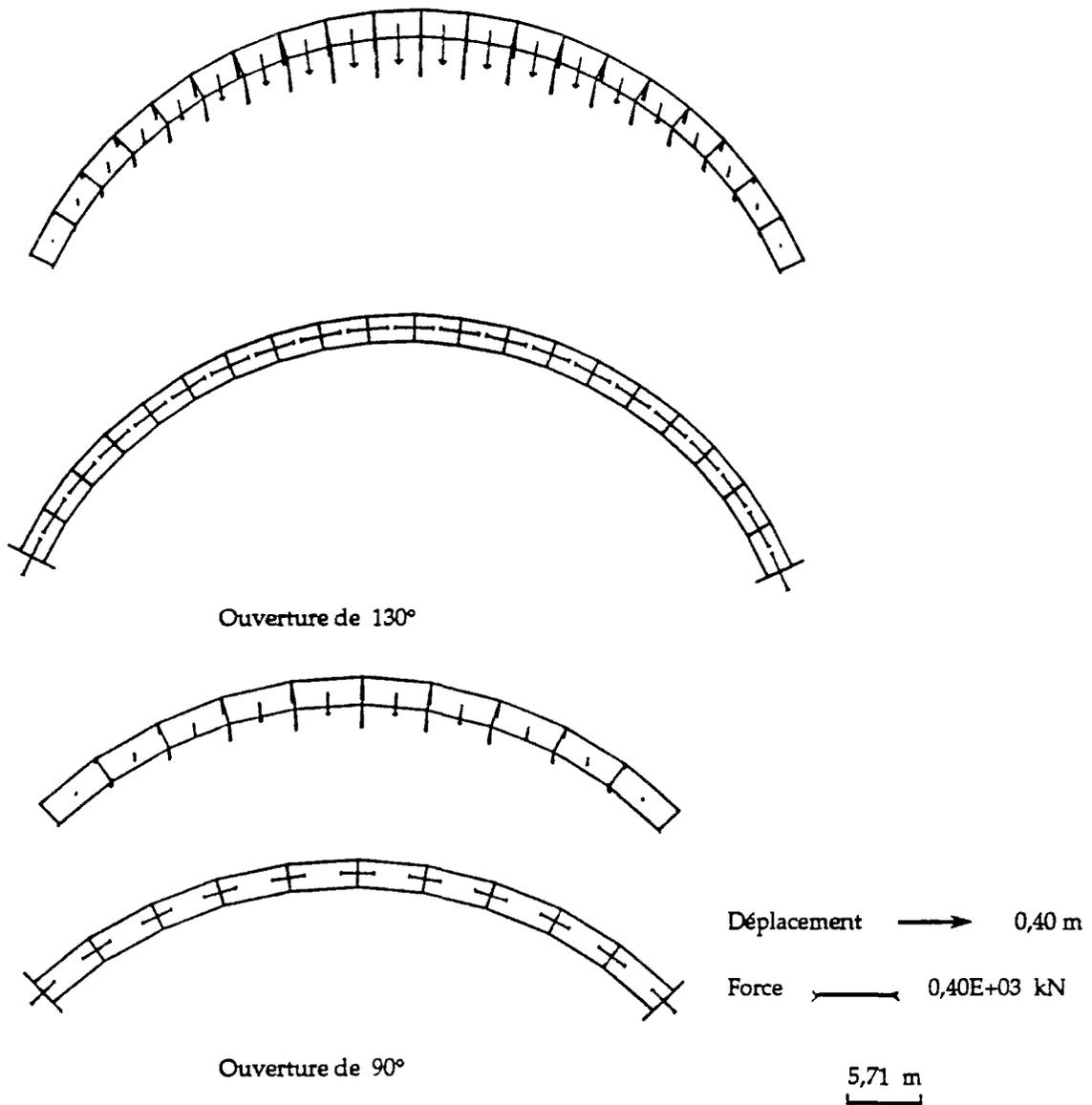


Figure 6.29 : Distribution des contraintes et des déplacements dans un anneau de voûte discrétisé en blocs. (BRIG3D)

>>> le nombre de joints est : 21

```

*-----*
!join!blc1!blc2! cntr.nor ! def.norm ! rig.nor ! cntr.tan ! def.tang ! rig.tan !
*-----*
!  1!  1!  2!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.115E+02! 0.119E-03! 0.10E+06!
!  2!  2!  3!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.989E+01! 0.101E-03! 0.10E+06!
!  3!  3!  4!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.537E+01! 0.536E-04! 0.10E+06!
!  4!  4!  5!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.472E+01! 0.470E-04! 0.10E+06!
!  5!  5!  6!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.424E+01! 0.423E-04! 0.10E+06!
!  6!  6!  7!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.329E+01! 0.326E-04! 0.10E+06!
!  7!  7!  8!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.314E+01! 0.318E-04! 0.10E+06!
!  8!  8!  9!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.271E+01! 0.273E-04! 0.10E+06!
!  9!  9! 10!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.161E+01! 0.161E-04! 0.10E+06!
! 10! 10! 11!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.125E+01! 0.127E-04! 0.10E+06!
! 11! 11! 12!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.109E+01! 0.109E-04! 0.10E+06!
! 12! 12! 13!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.122E+01! 0.122E-04! 0.10E+06!
! 13! 13! 14!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.159E+01! 0.155E-04! 0.10E+06!
! 14! 14! 15!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.271E+01! 0.271E-04! 0.10E+06!
! 15! 15! 16!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.315E+01! 0.314E-04! 0.10E+06!
! 16! 16! 17!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.326E+01! 0.326E-04! 0.10E+06!
! 17! 17! 18!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.426E+01! 0.424E-04! 0.10E+06!
! 18! 18! 19!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.474E+01! 0.474E-04! 0.10E+06!
! 19! 19! 20!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.534E+01! 0.537E-04! 0.10E+06!
! 20! 20! 21!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.986E+01! 0.989E-04! 0.10E+06!
! 21! 21! 22!-0.161E+04!-0.997E-02! 0.51E+08! 0.110E+02! 0.114E-03! 0.10E+06!
*-----*

```

Tableau 6.1 : Contraintes, déformations et rigidités des joints de l'anneau d'ouverture 130°.

>>> le nombre de joints est : 11

```

*-----*
!join!blc1!blc2! cntr.nor ! def.norm ! rig.nor ! cntr.tan ! def.tang ! rig.tan !
*-----*
!  1!  1!  2!-0.162E+04!-0.997E-02! 0.52E+08! 0.146E+02! 0.149E-03! 0.10E+06!
!  2!  2!  3!-0.162E+04!-0.997E-02! 0.52E+08! 0.446E+01! 0.444E-04! 0.10E+06!
!  3!  3!  4!-0.162E+04!-0.997E-02! 0.52E+08! 0.191E+01! 0.196E-04! 0.10E+06!
!  4!  4!  5!-0.162E+04!-0.997E-02! 0.52E+08! 0.196E+01! 0.193E-04! 0.10E+06!
!  5!  5!  6!-0.162E+04!-0.997E-02! 0.52E+08! 0.448E+00! 0.447E-05! 0.10E+06!
!  6!  6!  7!-0.162E+04!-0.997E-02! 0.52E+08! 0.275E+00! 0.273E-05! 0.10E+06!
!  7!  7!  8!-0.162E+04!-0.997E-02! 0.52E+08! 0.449E+00! 0.448E-05! 0.10E+06!
!  8!  8!  9!-0.162E+04!-0.997E-02! 0.52E+08! 0.193E+01! 0.194E-04! 0.10E+06!
!  9!  9! 10!-0.162E+04!-0.997E-02! 0.52E+08! 0.190E+01! 0.191E-04! 0.10E+06!
! 10! 10! 11!-0.162E+04!-0.997E-02! 0.52E+08! 0.443E+01! 0.447E-04! 0.10E+06!
! 11! 11! 12!-0.162E+04!-0.997E-02! 0.52E+08! 0.146E+02! 0.146E-03! 0.10E+06!
*-----*

```

Tableau 6.2 : Contraintes, déformations et rigidités des joints de l'anneau d'ouverture 90°.

Dans les deux tableaux 6.1 et 6.2 sont donnés, pour chaque joint, les numéros des blocs qui le forment, sa contrainte normale, sa déformation normale, sa rigidité normale, sa contrainte tangentielle, sa déformation tangentielle et sa rigidité tangentielle.

6. Conclusion :

A travers les exemples traités ci-dessus, on peut bien apprécier l'utilité et la nécessité des outils de calcul en éléments distincts dans les milieux fissurés. Seules ces méthodes de calcul sont capables de modéliser les déformations des massifs rocheux en prenant en compte leur fissuration, leur déformabilité et leur état de contrainte initiale.

Dans ce chapitre nous avons montré que le code numérique BRIG3D est en mesure d'apporter des éclairages intéressants sur plusieurs types de problèmes : distribution des contraintes dans des massifs à fissuration donnée, stabilité de talus rocheux fissurés, galeries en mines souterraines,...Il reste à vérifier le niveau de précision des résultats sur des cas réels, à le valider complètement et à le confronter aux modèles déjà existants tel que UDEC.