

AFFAISSEMENTS MINIERS

Mr. PIGUET, Professeur EMN

AFFAISSEMENTS MINIERS

Mr. PIGUET, Professeur EMN

GIATM du 07 01 2005

Point 2 « affaissements miniers »

Cette partie sera présentée par M. Piguet actuellement Directeur du laboratoire de l'ANDRA à Bure, professeur à l'Ecole des Mines de Nancy (INPL-LAEGO), expert, membre du comité exécutif du GISOS. Il a été particulièrement concerné par les affaissements miniers dans le bassin houiller lors de ses activités au CERCHAR puis à l'INERIS.

M. Piguet présentera les mécanismes généraux des affaissements et de leur stabilisation sur la base des éléments de l'article ci-après publié en juin 2001 dans la revue de l'Industrie Minérale.

CdF complètera la présentation en produisant les courbes d'affaissement et de stabilisation de secteurs particuliers comme celui du Château de Porcellette ou de la cuvette de Weihergraben (affaissée d'une quinzaine de mètres).

L'idée générale d'une stabilisation rapide des terrains sera défendue dans la mesure où la méthode d'exploitation a produit des affaissements organisés et ne laisse pas de vides résiduels.

Affaissements et déformations au-dessus des exploitations minières : mécanismes et évolution dans le temps

Comme c'est toujours le cas des phénomènes dans lesquels les conditions naturelles jouent un rôle prépondérant, les affaissements et déformations au-dessus des exploitations minières présentent une variabilité qui constitue une difficulté pour leur analyse et surtout pour leur prévision. L'expérience et la réflexion accumulées depuis que l'exploitation industrielle des matières premières s'est développée conduisent aujourd'hui à un corpus de connaissances cohérent et bien unifié.

Toute modification des caractéristiques des vides préexistants dans le sous-sol, qu'elle soit d'origine naturelle ou due à l'activité humaine, est susceptible d'avoir des effets à la surface. Ces effets peuvent prendre des formes phénoménologiques extrêmement différentes selon la nature de ces vides, leur histoire, leur position par rapport à la surface, leur géométrie, leurs relations avec les fluides qui imprègnent les terrains (eau, pétrole,...).

Effondrements brutaux, affaissements plus ou moins lents, tassements ..., tous ces phénomènes n'auront pas les mêmes conséquences pratiques selon leur ampleur, mais aussi selon la vulnérabilité de ce qui se trouve à la surface (habitations, cours d'eau, voies de communication, installations industrielles, terrains agricoles ou déserts). Ces conséquences sont, en outre, modulées par les propriétés des terrains superficiels. Leur plus ou moins grande déformabilité, par exemple, déterminera en partie leur faculté d'adaptation aux déformations.

Pour un même phénomène de base, la gamme des conséquences s'étend donc "d'insignifiantes" à "catastrophiques". Afin de délimiter la question, seuls les phénomènes associés aux travaux d'extraction, effectués dans le contexte des mines et carrières souterraines, seront exa-

minés ici. Les subsidences provoquées par l'exploitation du gaz, du pétrole ou des nappes aquifères, les tassements de surface induits par le creusement des tunnels, gares souterraines, ou autres constructions liées au développement de l'urbanisme souterrain, ainsi que les situations associées à des phénomènes naturels (cavités karstiques, extension de cavités de dissolution, retrait/gonflement de sols très argileux en cas de modification de leur teneur en eau, etc.) ne seront donc pas abordés dans cet article*.

D'autre part, on se concentrera essentiellement sur le cas particulier des exploitations dites "totales", pour lesquelles le minerai a été presque intégralement extrait, sur une vaste superficie (chiffree souvent en km²), et très souvent dans plusieurs couches superposées (figure 1).

Cette méthode d'extraction est opposée aux exploitations dites "partielles", où un pourcentage important de minerai (parfois plus de 50%) a été délibérément laissé en place sous forme de piliers. Les exploitations par chambres et piliers abandonnés (figure 2), telles que celles rencontrées dans le bassin ferrifère lorrain, font partie de cette catégorie.

La première forme d'exploitation est celle qui a été, et est encore, la plus généralement pratiquée dans les bassins

houillers français, et a donné lieu aux phénomènes réguliers d'affaissement. La seconde méthode, pratiquée surtout à faible ou moyenne profondeur (typiquement dans les carrières d'extraction de matériaux de construction comme le gypse, la craie, le calcaire ...) est en principe destinée à limiter voire empêcher les affaissements. Mais, en cas de défaillance des piliers, elle peut être à l'origine des phénomènes d'effondrements inattendus affectant la surface, tels que ceux survenus en 1996 et 1997 à Auboué et à Moutiers (Meurthe-et-Moselle) dans le bassin ferrifère (figure 2).

On analysera d'abord les phénomènes élémentaires résultant de l'existence et de l'extension des vides souterrains qui interviennent, de façon décisive, dans l'impact à la surface. Ensuite, on abordera la question de l'évolution du phénomène d'affaissement pendant l'explo-

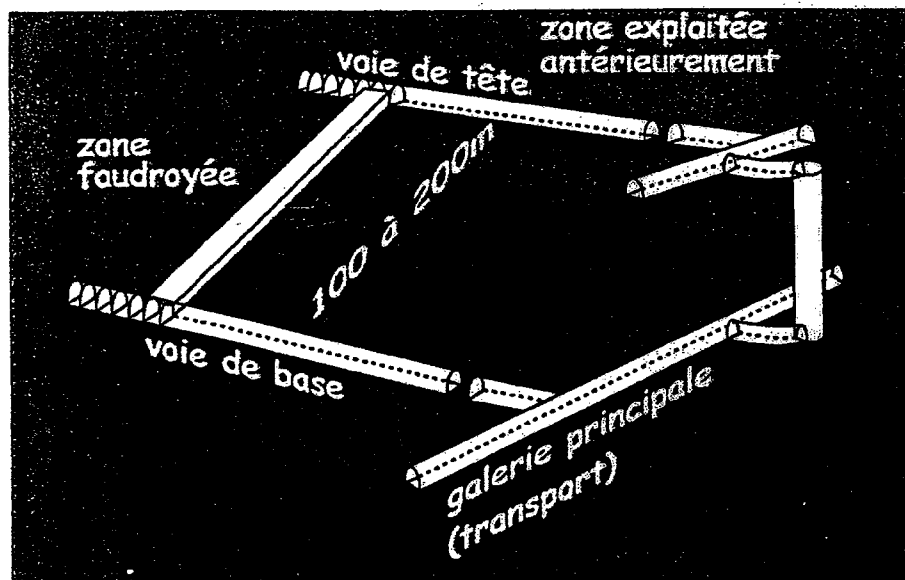


Figure 1 - Exploitation totale par longue taille rabattante faudroyée
[infographie M&C, sources Piguet & Wojtkowiak]

* Cet article est, en fait, la synthèse des exposés présentés respectivement par Jack-Pierre Piguet et Francis Wojtkowiak à la conférence mondiale sur le développement durable des anciens pays charbonniers ("l'Après charbon") organisée par le conseil régional Nord-Pas-de-Calais et l'Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL) à Lille en mars 1997. Les références bibliographiques complètes de ces communications sont données à la fin de cet article.

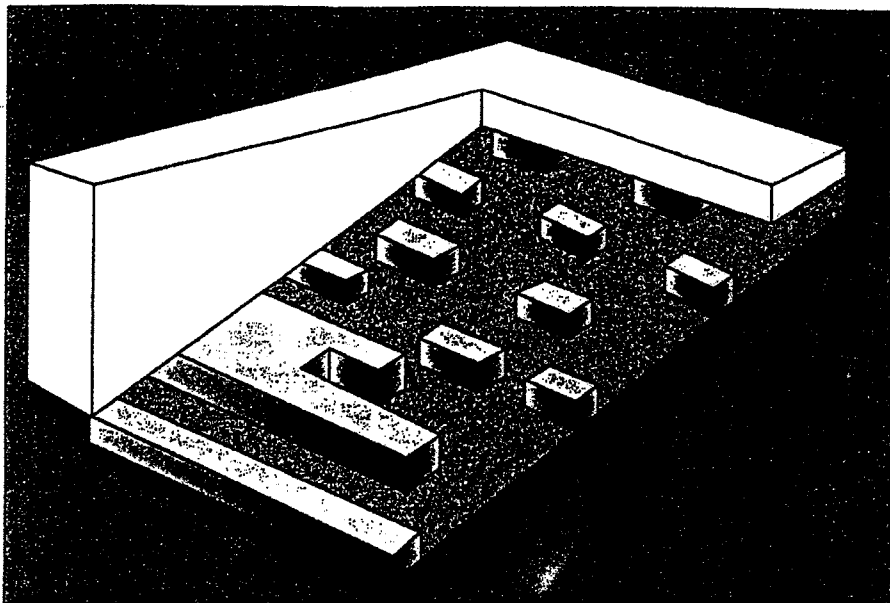


Figure 2 - Exploitation partielle par chambres et piliers abandonnés
[infographie M&C, sources Piguet & Wojtkowiak]

tation et après l'arrêt définitif des travaux miniers. Enfin, on évoquera brièvement le cas des exploitations partielles, et plus particulièrement celles dites par chambres et piliers abandonnés.

1. LE PHÉNOMÈNE ÉLÉMENTAIRE VU DEPUIS LES OUVRAGES SOUTERRAINS : L'ÉBOULEMENT

De manière générale, les phénomènes auxquels on s'intéresse ici apparaissent d'abord au niveau des travaux du fond. Dans un tel contexte, on peut définir l'éboulement comme la dislocation rapide et la chute des terrains sus-jacents à une cavité. Ce phénomène ne doit pas être envisagé de la même manière selon qu'on le considère à partir des ouvrages souterrains ou du point de vue des conséquences pratiques à la surface.

Au fond, les terrains éboulés autour d'une cavité sont toujours divisés en de nombreux blocs de tailles et de formes variables, et, de ce fait, s'entassent en remplissant un volume plus grand que celui qu'ils occupaient à l'état naturel initial. Le rapport entre ces deux volumes, appelé coefficient de foisonnement et noté K , joue un rôle déterminant sur les conséquences éventuelles à la surface.

Un calcul simple peut être proposé pour décrire et quantifier ce phénomène. Si on appelle W la hauteur de la cavité, L sa largeur et h la hauteur susceptible de s'ébouler, on écrira que, par "tranche" de cavité métrique dans la 3^e dimension :

$$(W + h) \times L = K \times h \times L$$

$$\text{soit } h = W / (K - 1)$$

Si ρ représente la densité du terrain en place et ρ' la densité foisonnée, $K = \rho/\rho'$. Mais la mesure précise de ρ' est malaisée.

Dans les exploitations des charbonnages français, une

relation statistique totalement empirique a été établie à partir de nombreuses observations pour estimer K [Mahmoud, 1984] :

$$K = 1 + (NB / Rc)^{1/3}$$

NB étant le nombre de bancs dans les dix premiers mètres du toit, se distinguant entre eux par des contrastes marqués de faciès et de résistance, et Rc leur résistance moyenne à la compression simple, pondérée par leur épaisseur et exprimée en bar.

$$Rc = \sum_{i=1}^{NB} h_i Rc_i / 10$$

$$\text{avec } \sum h_i = 10 \text{ m}$$

Pour un terrain massif et assez résistant (par exemple 5 bancs sur 10 m ayant une résistance moyenne de 800 bar) on trouverait $K = 1,18$. Pour un terrain finement stratifié (20 bancs de résistance moyenne

100 bar), on trouverait $K = 1,58$.

La hauteur h atteinte par la partie éboulée varie ainsi de 2 à 10 fois la hauteur de la cavité ouverte, pour K variant respectivement de 1,5 à 1,1. Cette évaluation est confirmée par Whittaker et Reddish [1989] qui indiquent que la hauteur d'une cloche d'éboulement au-dessus des galeries minières est comprise entre 2 et 6 fois leur dimension verticale pour K variant de 1,5 à 1,2.

Ce phénomène de foisonnement permet aux terrains éboulés de remplir à la fois le volume de la cavité et le volume initial qu'ils occupaient, ce qui a pour effet possible de stopper le mécanisme d'éboulement, les terrains sus-jacents trouvant à ce moment-là un appui sur le tas d'éboulis. Il contribue, par là-même, à limiter la hauteur de cloche d'éboulement à quelques mètres ou dizaines de mètres (par exemple 25 m pour une hauteur de cavité de 2,50 m et $K = 1,1$).

D'autre part, la présence entre la surface et la cavité éboulée d'horizons plus résistants, ou tout simplement capables de conserver une relative continuité géométrique malgré leur mise en flexion, peut aussi suffire à interrompre la propagation de l'éboulement en surface ou à en limiter les effets, à condition que la largeur exploitée ne soit pas trop grande (de quelques mètres à quelques dizaines de mètres là aussi). La probabilité de rencontrer de tels horizons augmente avec l'approfondissement.

C'est pourquoi le scénario d'un éboulement au fond débouchant à la surface et dégenérant alors en effondrement ne concerne que les cavités à faible profondeur, inférieure à une limite variable selon la nature et la structure des terrains sus-jacents et selon la largeur de la cavité (figure 3). Pour donner un ordre de grandeur, cette limite est, en général, nettement inférieure à 100 m. Dans les bassins houillers français, compte tenu de la nature des terrains de recouvrement, elle est même inférieure à une trentaine de mètres.

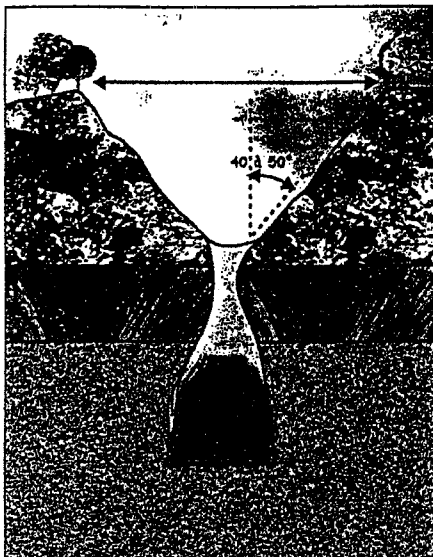


Figure 3 - Exemple d'effondrement de type "fontis"
[infographie M&C, sources Piguet & Wojtkowiak]

Dans la plupart des autres cas, l'éboulement au fond a pour conséquence l'apparition d'une cuvette d'affaissement à la surface.

Dans les terrains stratifiés, cette cuvette résulte de la flexion des bancs du recouvrement qui prennent appui sur les éboulis du fond et les tassent. L'amplitude de cette flexion (fréquemment plurimétrique) est évidemment incompatible avec l'hypothèse d'une continuité physique des bancs. Ces derniers sont effectivement prédécoupés par les discontinuités naturelles, et fracturés ou fissurés par les modifications de l'état des contraintes accompagnant l'exploitation. C'est cette fracturation qui donne aux bancs une déformabilité en grand, bien supérieure à celle qui correspondrait aux propriétés élastiques des matériaux qui les constituent, et leur permet de supporter cette flexion sans se détruire.

2. LE PHÉNOMÈNE ÉLÉMENTAIRE VU DEPUIS LA SURFACE : L'AFFAISSEMENT

Mécanisme de base

Le mouvement d'un point considéré à la surface du sol au-dessus d'une cavité souterraine est défini et caractérisé par les déplacements verticaux et horizontaux progressifs ressentis à la surface. L'affaissement proprement dit se distingue des effondrements qui se traduisent par un comportement discontinu dans le temps et dans l'espace (soudaineté de leur apparition et achèvement en quelques minutes ou tout au plus quelques heures, rupture franche à la surface entre la zone effondrée et la zone environnante en place).

Naturellement, beaucoup de phénomènes observés se situent à la lisière et sont difficiles à classer et on connaît des effondrements "progressifs" qui se développent sur quelques mois.

Mais dans tous les cas, la "cuvette" d'affaissement est caractérisée par les paramètres suivants (figure 4) :

- la différence de cote du centre de la cuvette par rapport à la cote initiale de la surface. Cet affaissement (déplacement vertical) du centre de la cuvette sera noté A ;
- la largeur de la cuvette : c'est ce paramètre qui permet d'introduire la notion d'angle d'influence, noté γ , défini comme l'angle formé avec la verticale par la droite qui relie un bord de la cavité avec les premiers points de la surface subissant un déplacement négligeable voire nul (quand on s'éloigne de l'aplomb de la cavité).

Le déplacement vertical A du centre de la cuvette ne peut excéder une valeur qui dépend de plusieurs facteurs, et qu'on appelle affaissement maximum A_m . Cette valeur est fondamentalement déterminée par le tassement des terrains éboulés, occupant la hauteur de la cavité responsable du phénomène augmentée de la partie du toit éboulée (soit $W + h$ défini précédemment).

Elle dépend de la déformabilité de ces terrains éboulés et de la charge qui s'exerce sur eux, donc de la profondeur, mais de façon complexe et non linéaire comme il sera expliqué plus loin. A la limite, si le tassement ramenait la densité des terrains éboulés, de hauteur h , à sa valeur initiale, l'affaissement A_m atteindrait au maximum l'ouverture exploitée W qui constitue donc une borne supérieure de A_m .

Conséquences du mécanisme de base

En contexte sédimentaire, on a vu que les bancs qui composent le recouvrement sont soumis à un régime de

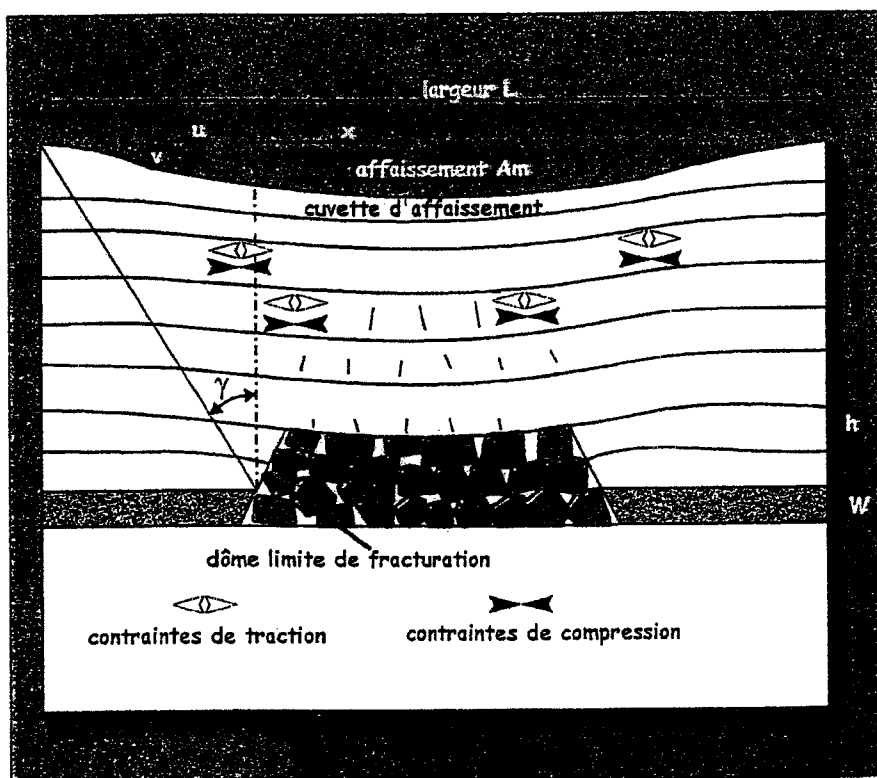


Figure 4 - Mécanisme de base des affaissements de surface [infographie M&C, sources Piguet & Wojtkowiak]

flexion dont la flèche est au plus égale à l'affaissement au centre de la cuvette apparaissant en surface.

Cette situation a des conséquences mécaniques, hydrauliques et géométriques importantes :

- chacun des bancs, différencié de ses proches voisins par ses propriétés mécaniques et/ou sa fracturation, est soumis dans sa partie centrale à des contraintes horizontales soit de traction, soit de compression, analogues à celles qui se développent dans une poutre fléchie au-dessous ou au-dessus de la fibre neutre. Des contraintes de ce type apparaissent également au voisinage des encastres à l'aplomb des bords de la cuvette d'affaissement (figure 4) ;

[De tels états de contrainte agissent sur les fissures ou fractures préexistantes qui traversent les bancs (nous avons vu que ces discontinuités donnaient aux bancs la déformabilité nécessaire pour tolérer des flèches plurimétriques, tout en conservant une continuité apparente à grande échelle). L'ouverture (sous des sollicitations de traction) ou, au contraire, la fermeture (sous les contraintes compressives) de ces fissures ont respectivement tendance à augmenter ou à diminuer localement la perméabilité du massif rocheux fracturé. Les potentialités d'écoulements hydrauliques dans le sens vertical sont ainsi très probablement modifiées, par rapport à l'état initial, mais sans qu'il soit facile de prédire, a priori, quel pourrait être le régime résultant de ces phénomènes complexes et contradictoires]

- les déplacements des points de la surface du sol ont une composante verticale, qui est l'affaissement proprement dit, et une composante horizontale, nulle au centre de la cuvette.

Les ouvrages ou bâtiments construits à la surface sont évidemment sollicités pour accompagner les mouvements des terrains et on sait que les déplacements purement verticaux uniformes sont sans conséquences graves pour les constructions. En revanche, des désordres et dommages peuvent apparaître sur les bords de la cuvette d'affaissement, dus à la mise en pente du sol dans cette zone, à sa courbure et surtout au différentiel de déplacement horizontal entre deux points voisins. Celui-ci s'exprime par la dérivée $\partial u/\partial x$, u étant la fonction qui décrit l'évolution de la composante horizontale des déplacements en bordure de cuvette par rapport à une abscisse x portée sur un axe horizontal, et est appelé déformation horizontale et noté ϵ_H .

Les déformations horizontales ϵ_H sont soit des raccourcissements (parfois abusivement appelés compressions) vers l'intérieur de la cuvette d'affaissement, soit des extensions vers l'extérieur de celle-ci par rapport au point d'inflexion.

Il a été montré que ces différentes grandeurs sont proportionnelles à l'affaissement maximal A_m . Ainsi on utilise classiquement les relations suivantes :

- déplacement horizontal maximal : $u_m = k_1 A_m$ (avec k_1 de l'ordre de 0,4 pour les charbonnages français) ;
- pente maximale : $P_m = k_2 \times A_m/H$ (H étant la profondeur du gisement exploité, et k_2 de l'ordre de 2 pour les charbonnages français) ;
- extension (ou raccourcissement) maximum : $\epsilon_m = k_3 \times A_m/H$, avec k_3 de l'ordre de 0,75 mais pouvant atteindre 2 pour des vides de petites dimensions.

Les dommages consécutifs aux extensions ou raccourcissements sont, en outre, en relation avec la longueur L des ouvrages qui les subissent.

Le degré de gravité des dégâts aux constructions selon les valeurs de ϵ_H et L est donné à titre indicatif par des abaques du type de la figure 5 établis par les charbonnages du Royaume-Uni.

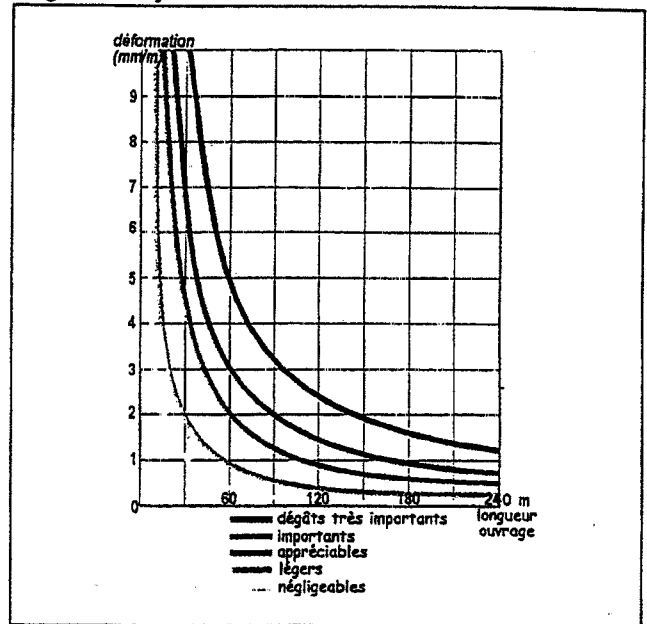


Figure 5 - Caractérisation des dégâts résultant des déformations horizontales [infographie M&C, sources Piguet & Wojtkowiak]

Influence de quelques facteurs

Les paramètres décrits précédemment, et qui caractérisent le mécanisme de base et ses conséquences, sont influencés par de nombreux facteurs naturels ou liés aux méthodes d'exploitation. Nous examinerons successivement les plus importants d'entre eux, sachant qu'ils peuvent être l'objet de fortes interactions (par exemple entre la profondeur et la largeur exploitée).

Influence du ratio "profondeur sur largeur de la cavité exploitée"

A une profondeur donnée, il existe une largeur de cavité, qualifiée de "critique", pour laquelle un point de la surface et un seul subit l'affaissement maximal A_m . Au-delà de cette largeur critique, la cuvette présente un fond plat, constitué par tous les points dont l'affaissement vaut A_m , et la largeur de la cuvette grandit comme la largeur de la cavité (largeur surcritique). En-deçà de la largeur critique, l'affaissement de surface est incomplet (largeur sous-critique) et peut même être inexistant si la cavité est très étroite par rapport à la profondeur (figure 6).

** On admet parfois que la composante horizontale du déplacement est proportionnelle à la dérivée de la composante verticale par rapport à x (proportionnelle donc à la pente de la cuvette d'affaissement en tout point). Dans cette hypothèse, la déformation horizontale ϵ_H est proportionnelle à la dérivée seconde de l'affaissement

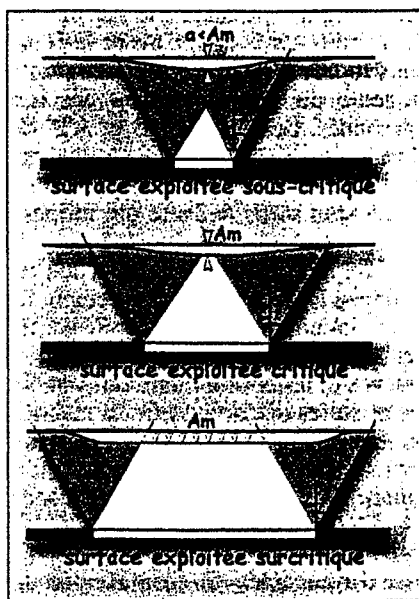


Figure 6 - Influence du ratio largeur exploitée / profondeur
(infographie M&C, sources Piguet & Wojtkowiak)

Il est généralement supposé que la courbe, représentant le bord de cuvette d'affaissement, admet un point d'inflexion situé à l'aplomb du bord de la cavité (ou à son voisinage immédiat) et qu'elle est symétrique par rapport à lui. Dans ce cas, la largeur critique "Lc", pour une profondeur H et un angle d'influence γ , s'écrit :

$$Lc = 2 \times H \times \tan \gamma$$

Dans le bassin du Nord et du Pas-de-Calais par exemple, γ est en moyenne égal à 35° donc Lc est égale à $1,4 H$ ($\tan \gamma = 0,7$).

Influence de la lithologie du recouvrement

La morphologie du bord de la cuvette d'affaissement est particulièrement sensible à la nature des terrains de recouvrement. En largeur surcritique, cette morphologie est bien caractérisée par deux paramètres :

- l'angle d'influence γ , défini précédemment, et qui est en relation évidente avec la largeur de la cuvette d'affaissement ;

- l'amplitude de l'affaissement maximum A_m ;

Des bancs résistants et surtout raides conduisent à des bords de cuvette plus aplatis, donc des angles, mesurés par rapport à la verticale, plus forts et à des valeurs d'affaissement maximal plus petites que dans le cas de recouvrements de faible cohésion, tels que des terrains naturellement peu structurés ou très déconsolidés à la suite de nombreux travaux d'exploitation successifs.

En pratique, les valeurs de l'angle d'influence γ varient de 13° à 45° . La forme de la cuvette et les valeurs des angles d'influence dépendent aussi du pendage de la couche exploitée (figure 7).

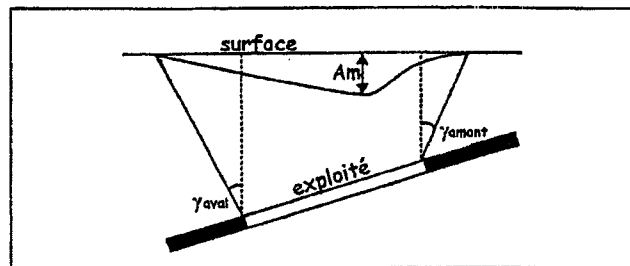


Figure 7 - Influence du pendage sur le profil d'affaissement
($\gamma_{\text{aval}} > \gamma_{\text{amont}}$) (infographie M&C, sources Piguet & Wojtkowiak)

Il est clair que les risques liés aux affaissements miniers sont à évaluer différemment selon qu'ils conduisent à des déformations concentrées et intenses, ou plus faibles mais concernant des secteurs sensibles plus étendus.

Influence de la profondeur

La profondeur des exploitations est un facteur essentiel dans le processus d'affaissement. Elle intervient en effet :

- dans la détermination de la largeur critique qui fixe l'affaissement au centre de la cuvette (inférieur ou égal à A_m) ;

- dans la détermination de A_m , dont nous rappelons qu'il est proportionnel au tassement des terrains éboulés.

A faible profondeur (inférieure à 100 ou 200 mètres), le poids du recouvrement est insuffisant pour que ce tassement soit complet et l'ordre de grandeur de A_m est voisin de la moitié de l'ouverture exploitée W. Il tend vers W pour des profondeurs moyennes à grandes (environ 500 m et jusqu'à 1000 m selon les propriétés du recouvrement et les bassins houillers). A très grande profondeur (plusieurs milliers de mètres), les chances d'apparition de réajustements et d'équilibrages partiels des bancs ou des blocs du recouvrement augmentent et sont susceptibles, à nouveau, de limiter la valeur de A_m .

La probabilité est aussi plus grande de rencontrer des bancs épais et raides structurants dans le recouvrement. Enfin, de telles exploitations sont rarement surcritiques : tout concourt, dans ce cas, à une réduction de A_m .

A_m est souvent exprimé sous la forme :

$$A_m = k \times W \times q$$

où k est le coefficient (inférieur à 1) relatif à l'effet de profondeur, et q un coefficient qui dépend du mode de traitement des vides créés par l'exploitation (foudroyage, remblayage voire piliers abandonnés...).

Mode de traitement des vides

Dans le cas des exploitations totales, le traitement des vides pendant exploitation peut être le foudroyage, c'est-à-dire l'éboulement contrôlé du toit immédiat, ou le remblayage hydraulique ou pneumatique, par voie humide ou sèche.

Le coefficient q, mentionné ci-avant, permet d'introduire la notion d'ouverture exploitée équivalente W^* telle que $W^* = W \times q$. On estime que :

- $q \approx 0,9$ pour le foudroyage ;
- $q \approx 0,8$ pour le remblayage manuel ;
- $q \approx 0,5$ pour le remblayage pneumatique ;
- $q \approx 0,2$ à $0,3$ pour le remblayage hydraulique.

Dans le cas du foudroyage, la valeur 0,9 tient compte du

phénomène de remontée du mur de la couche lorsque l'exploitation le décharge brusquement de la contrainte verticale due au poids des terrains sus-jacents.

3. ÉVOLUTION DE L'AFFAISSEMENT DANS LE TEMPS, PENDANT ET APRÈS EXPLOITATION

Dans ce paragraphe, on s'intéresse plus particulièrement à l'amplitude et à la durée de l'affaissement constaté en un point de la surface, entre le moment où l'exploitation pénètre dans l'aire d'influence de ce point et celui où elle en sort totalement (figure 8).

Ensuite, on s'attachera à décrire l'évolution des affaissements miniers après l'arrêt définitif des exploitations et sur les causes exogènes susceptibles d'induire une reprise d'instabilité de la surface.

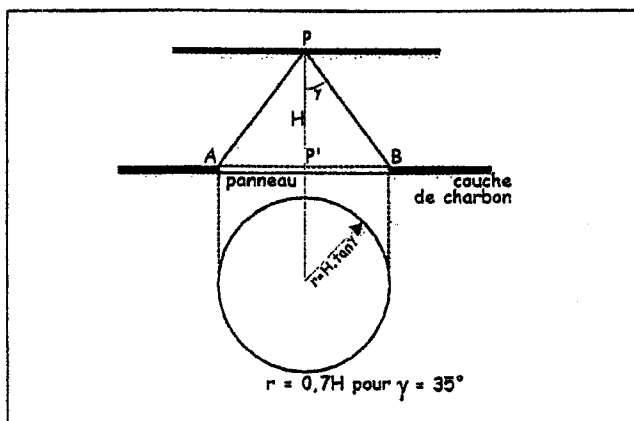


Figure 8 - Délimitation de l'aire qui influence le point P [infographie M&C, source C. Grard, 1969]

Les différentes phases de l'affaissement

A partir du moment où une exploitation (taille) pénètre dans l'aire qui influence un point considéré de la surface du sol, l'évolution de l'affaissement de ce point dans le temps est liée :

- à l'avancement du front d'exploitation, qui entraîne une modification de la géométrie de l'exploitation avec un accroissement de ses dimensions ;
- au comportement des terrains sus-jacents qui transmettent les mouvements du fond jusqu'au jour (surface).

La figure 9 illustre deux exemples de courbe d'évolution de l'affaissement dans le temps d'un point de la surface lorsqu'une taille pénètre dans l'aire d'influence relative à ce point (point origine O des deux courbes). Les points A et A' correspondent à la date de sortie de la taille de l'aire d'influence. Les parties OA et OA' des courbes résultent de la double influence du facteur temps, qui intervient à la fois dans l'augmentation de la surface exploitée et dans la transmission des mouvements du fond au jour. Le retard d'affaissement des terrains de recouvrement par rapport au démarrage des travaux est illustré plus particulièrement par la courbe 2 comparée à la courbe 1. Ce retard peut

avoir plusieurs origines parmi lesquelles on peut citer : la plus grande stabilité du chantier avant le foudroyage, la rupture moins rapide et la chute graduelle du bas-toit, la compaction lente du remblayage ou des terrains foudroyés et foisonnés. Les parties AB et A'B' des courbes correspondent uniquement au délai de transmission des mouvements du fond au jour puisqu'aux points A et A', les travaux miniers sont sortis de l'aire qui influence le point considéré.

Ce délai est dû aux phénomènes affectant le recouvrement et qui dépendent du temps proprement dit, à savoir la transmission des contraintes dans les bancs du haut-toit, leur mise en charge progressive, la formation de vides entre les couches et les cisaillements suivant les plans de stratification et autres discontinuités du massif.

D'une manière générale, et sans hiérarchisation, la durée de l'affaissement d'un point de la surface dépend de :

- la distance de l'aplomb du point considéré par rapport au bord de la taille ;
- l'étendue de la surface déhouillée ;
- la vitesse d'avancement du front d'extraction ;
- les conditions d'exploitation (profondeur, ouverture de la couche, dimensions du panneau, ...) ;
- la méthode d'exploitation et le mode de traitement de l'arrière-taille ;
- l'épaisseur, la nature lithologique, la structure, la fracturation naturelle et la résistance mécanique des terrains de recouvrement ;
- la présence d'anciens travaux miniers dans les terrains sus-jacents.

On notera que dans certains bassins, en raison des dimensions des exploitations et de la nature, à l'origine, peu compétente (plastique) des terrains de recouvrement ou lorsque ceux-ci ont été remaniés par des déhouilllements anciens et multiples, les affaissements suivent de très près les travaux du fond (courbe 1 de la figure 9). Dans le cas de travaux miniers entrepris sous des terrains déjà affaissés par d'anciennes exploitations, G. Tison (1946) parlait de réveil d'affaissement se manifestant quelquefois à la surface du sol en moins d'un mois, par ressauts violents, et de durée plus courte comparativement à une exploitation en terrains vierges.

Il est d'usage de distinguer trois grandes phases dans les courbes d'évolution de l'affaissement d'un point P de la surface en fonction du temps et, par conséquent, de l'importance de l'aire déhouillée :

la phase I, dite phase d'affaissement initial,

qui correspond à la période pendant laquelle le front d'extraction pénètre dans l'aire qui influence un point P et passe à l'aplomb de celui-ci. D'après les observations et mesures effectuées dans les bassins houillers anglais (NCB, 1975) et allemands (Kratzsch, 1983), l'amplitude de l'affaissement pendant cette phase ne représente que 10 à 15 % de l'affaissement total ;

la phase II, dite d'affaissement principal, ou accéléré ou dynamique,

correspond à la période d'affaissement pendant laquelle le front d'extraction s'éloigne du point P jusqu'à ce qu'il sorte de l'aire qui influence ce point. Dans la plupart des bassins houillers européens, plus de 90 % de l'amplitude de l'affaissement final sont alors obtenus au point P₁ ;

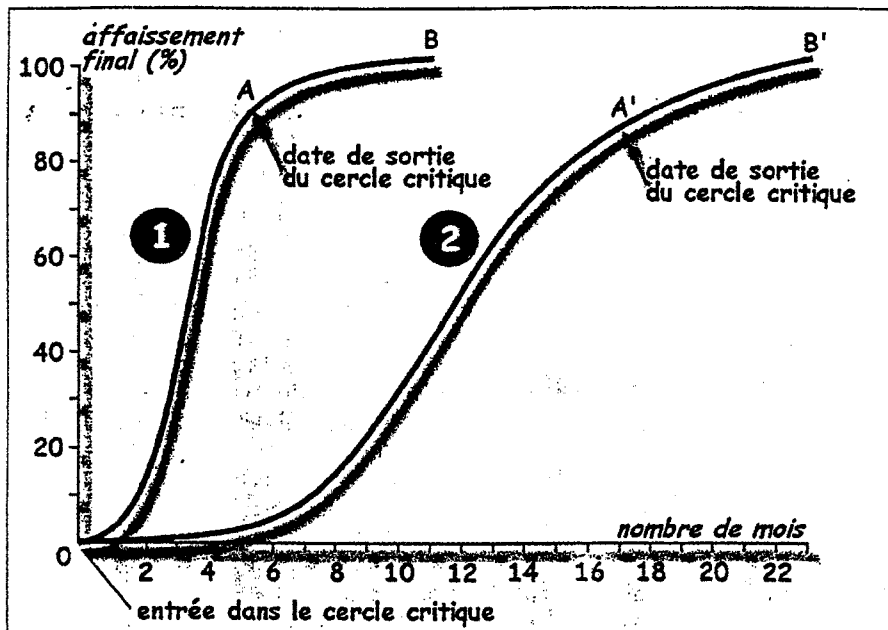


Figure 9 - Exemples de courbe d'évolution de l'affaissement d'un point de la surface en fonction du temps [infographie M&C, source Praust, 1964]

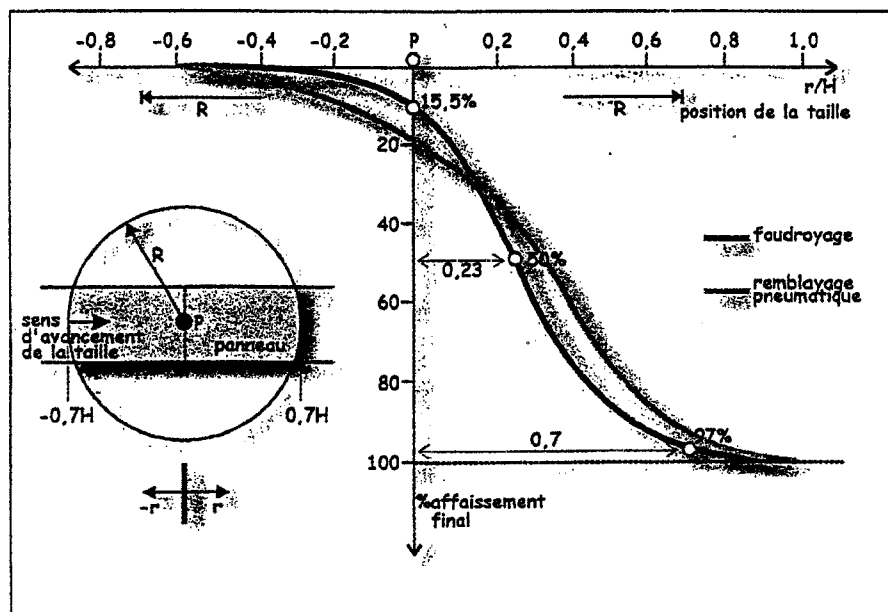


Figure 10 - Courbe d'évolution de l'affaissement du point P, exprimé en pourcentage de l'affaissement final, en fonction de sa distance r du front d'extraction rapportée à la profondeur H des travaux [infographie M&C, d'après NCB, 1975, et tirée de Kratzsch, 1983]

la phase III, dite d'affaissement résiduel,

qui ne représente que quelques % de l'amplitude de l'affaissement final, et correspond à la part de l'affaissement observé après l'arrêt définitif des travaux miniers ou, plus simplement, à partir du moment où le point P n'est plus du tout affecté par une exploitation souterraine quelle qu'elle soit.

La définition de l'affaissement résiduel a été donnée pour la première fois par Orchard et Allen (1974) : il s'agit de la phase finale de l'affaissement, dépendante du temps, qui se poursuit après l'arrêt définitif des travaux miniers ou lorsque la taille est complètement sortie de l'aire qui influence le point considéré.

Les phases I et II caractérisent ce qui est qualifié par de nombreux auteurs de phase active de l'affaissement, pour mieux les distinguer de la phase III plus caractéristique du comportement rhéologique des terrains sous-minés.

La figure 10 représente l'affaissement du point P en fonction du temps en reportant en ordonnée l'affaissement subi par ce point à un instant donné, rapporté à son affaissement final et exprimé en pourcentage, et en abscisse, l'avancement du front d'abattage rapporté à la profondeur des travaux. Cette courbe a été établie à partir d'un grand nombre d'observations et de mesures effectuées dans les différents bassins houillers anglais (NCB, 1975) pour des exploitations de largeur critique à sur-critique et situées entre 300 et 600 m de profondeur sous la surface. Cette figure illustre bien les propos précédents. Elle montre clairement que l'affaissement ne se produit pas dès la pénétration de la taille dans l'aire qui influence un point. L'affaissement des terrains de recouvrement est en effet retardé par le fait que l'exploitation reste stable tant qu'elle n'a pas atteint des dimensions suffisantes, à la profondeur considérée, pour provoquer la rupture du bas-toit et le foudroyage des terrains sus-jacents. Lorsque la taille passe à l'aplomb du point P, l'amplitude de l'affaissement de ce point ne représente que 16% environ de son affaissement total (20% au maximum dans le cas d'une exploitation avec remblayage pneumatique). Par contre, lorsque la taille sort de l'aire d'influence du point P, celui-ci a déjà subi près de 97 % de l'affaissement final. En d'autres termes, si ce point n'est plus influencé par la suite par d'autres exploitations souterraines, il continuera à s'affaisser mais cet affaissement résiduel ne représentera que 3% de l'affaissement total du point P.

Amplitude et durée de répercussion de l'affaissement résiduel

La durée de la phase d'affaissement résiduel a été étudiée par différents auteurs, mais les estimations fournies par ceux-ci ne reposent que pour une très faible part sur des mesures topométriques et des observations réalisées directement sur le terrain en raison, en particulier, de la longueur de la période d'observation et de la précision requises pour ces mesures.

On a rassemblé, dans le tableau I, les données bibliographiques recueillies et relatives à la durée, et le cas échéant, à l'amplitude de la phase d'affaissement résiduel. Elles ne concernent, bien sûr, que des exploitations par longues tailles foudroyées ou remblayées.

De l'expérience étrangère, et notamment de celle issue des Charbonnages anglais, Whittaker et Reddish (1989)

TABLEAU I

Amplitude et/ou durée de la phase d'affaissement résiduel, comparées éventuellement à celles de l'affaissement global, dans différents bassins houillers français et étrangers

SITUATION	CONDITIONS MINIERES	AFFAISSEMENT RESIDUEL	REFERENCE
Royaume-Uni (plusieurs bassins)	longues tailles, recouvrement plastique	quelques mois à 12 mois pour 5-6% de l'amplitude totale	Whittaker & Reddish (1989)
Royaume-Uni (Durham Coalfield)	2 exploitations en longues tailles (1 et 2) recouvrement très résistant	1] 6 ans pour 24mm (9% de l'amplitude totale) dont 89mm les 4 premières années 2] 44 mois pour 33mm (6,8% de l'amplitude totale) dont 16mm les 3 premiers mois	Orchard & Allen (1974)
Royaume-Uni (sud du Pays de Galles)	5 exploitations par longues tailles foudroyées	24 à 54 mois pour 9 à 68 mm (36-72 mois pour l'affaissement total)	Collins (1974)
Allemagne occidentale	nombreuses exploitations par longues tailles foudroyées	5 ans mais 75% affaissement résiduel acquis la 1ère année 6 mois à 5 ans	Flaschenfräger (1957) Kratzsch (1983)
Australie	longues tailles foudroyées	3 mois pour 200 jours d'affaissement total	Whittaker & Reddish (1989)
Inde	longues tailles		
	- en terrains vierges	300 à 500 jours (10-30% affaissement total)	Singh & Saxena (1989)
	- en terrains déjà déhouillés	50 à 100 jours (5-10% affaissement total)	Saxena (1991)
Etats-Unis	longues tailles	17 mois pour 130mm (12% affaissement total) dont 106mm le 1er mois	Hasenfus & al. (1988)
Nord-Pas-de-Calais (Albi-Carmaux)	recouvrement plastique déhouilllements anciens et multiples	3 à 4 ans (99% affaissement total obtenus au bout de 18 mois à 2 ans après arrêt des travaux)	Protier (1964) Decherf (1973) Decherf & al. (1980) Ineris (1997)
Provence, Lorraine et Blanzey	recouvrement compétent, déhouilllements anciens et multiples	2 à 3 ans	Arcamone (1980) Ineris (1997)

soulignent que la phase d'affaissement résiduel a, dans la majorité des cas, une durée de l'ordre de 12 à 18 mois, mais ils notent aussi, qu'assez souvent, cette durée est moins longue, c'est-à-dire de l'ordre de 3 à 4 mois. A l'inverse, il existe quelques cas isolés résultant de situations géologiques et/ou minières particulières, pour lesquels la durée de l'affaissement résiduel a été beaucoup plus longue et s'est étalée sur une période de 4 à 6 ans. Enfin, ils font remarquer que les effets de l'affaissement résiduel sont maximum immédiatement après l'arrêt définitif de l'exploitation, et que l'amplitude décroît ensuite de manière exponentielle en fonction du temps.

En terme d'amplitude, il est largement admis par l'ensemble des auteurs français et étrangers que l'affaissement résiduel ne représente en général que 5 à 7% (10% au maximum) de l'amplitude globale de l'affaissement. D'autre part, il s'effectue en grande partie durant les 3 ou 4 premiers mois qui suivent l'arrêt définitif de l'exploitation, de sorte que, au terme de la première année, au moins 75 % de l'amplitude de l'affaissement résiduel sont réalisés. Les suivis des bases de nivellement, effectués

encore aujourd'hui pour le compte de Charbonnages de France dans le Nord et le Pas-de-Calais et par les services techniques des exploitations dans les autres bassins houillers français, confirment l'ensemble des conclusions précédentes. La durée de la phase d'affaissement résiduel excède en effet rarement plus de 2 ans : des durées de répercussion plus longues des affaissements miniers (4 à 5 ans) résultent de situations particulières et constituent des cas isolés. On notera aussi que dans les deux ou trois dernières années des phases d'affaissement résiduel les plus longues, l'amplitude de l'affaissement est négligeable et n'affecte pas les installations et constructions en surface car les déformations horizontales du sol, qui sont les plus préjudiciables aux installations de surface, sont pratiquement nulles.

L'amplitude de l'affaissement résiduel en un point donné de la cuvette d'affaissement est, bien sûr, dépendante de la distance séparant ce point du point situé à l'aplomb du bord de taille. Suivant un profil longitudinal perpendiculaire au front d'abattage (figure 11), l'amplitude de l'affaissement résiduel, rapportée ou non à celle de l'affaissement final, est maximale au voisinage du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement, situé à l'aplomb du bord de taille. De part et d'autre de ce point singulier, appelé point de transition ou de demi-affaissement (Am/2), l'amplitude de l'affaissement résiduel décroît de manière significative. C'est également ce point qui s'affaisse le plus rapidement dès l'arrêt de la taille (Orchard et Allen, 1974). Par contre, Yao et Reddish (1994) soulignent que, suivant un profil transversal parallèle au front d'abattage, l'amplitude maximale de l'affaissement résiduel est mesurée au centre

du panneau. Si cette amplitude est exprimée en pourcentage de l'affaissement final du point considéré, le pourcentage le plus élevé est en revanche constaté en bordure de cuvette d'affaissement. Ces derniers auteurs précisent également que la durée de l'affaissement résiduel croît avec la profondeur des exploitations et/ou lorsque la vitesse d'avancement de la taille diminue.

La nature des terrains de recouvrement, et donc leur comportement mécanique, influence également le phénomène d'affaissement et notamment la durée des différentes phases d'affaissement. Ainsi, pour des recouvrements dits "plastiques" constitués, par exemple, de marnes, argiles, craies, sables, etc., la phase active de l'affaissement est plus rapide, d'amplitude et d'emprise en surface plus importantes, mais la phase résiduelle est plus longue. C'est le cas notamment du bassin du Nord et du Pas-de-Calais où une stabilisation des affaissements résiduels est observée au bout de 4 ou 5 ans. A contrario, plus le recouvrement est rigide (grès, calcaires massifs), plus la transmission des mouvements à la surface est lente avec une amplitude amortie pendant la phase active, alors que

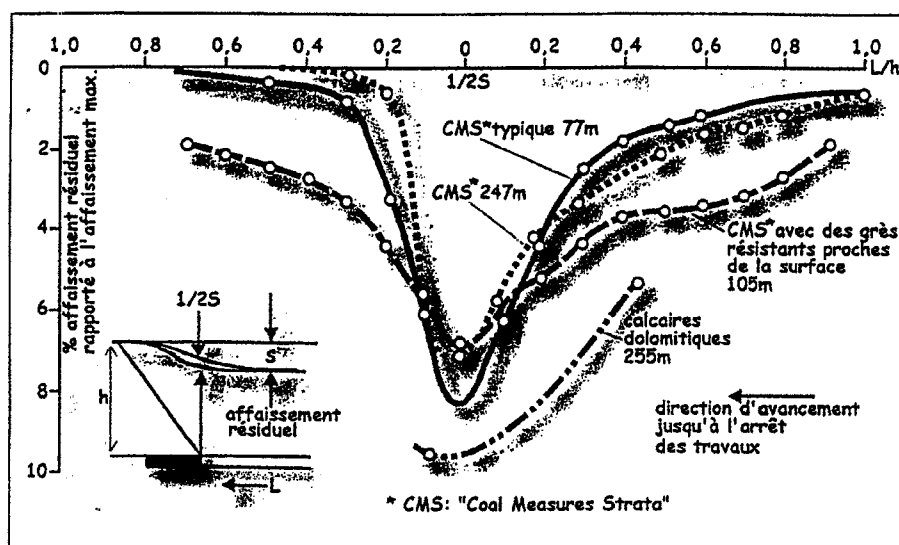


Figure 11 - Comparaison de profils longitudinaux d'affaissement résiduel, pour différentes natures lithologiques et épaisseurs (en m) de terrains de recouvrement en fonction de la longueur L du panneau exploité rapportée à la profondeur h [infographie M&C, d'après Orchard et Allen, 1974]

la phase d'affaissement résiduel est stabilisée au bout de 2 à 3 ans (cas des bassins houillers de Provence et de Lorraine).

En tenant compte des deux principaux facteurs influençant la durée de l'affaissement résiduel, à savoir la profondeur de l'exploitation et la nature des terrains de recouvrement, Yao et Reddish (1994) ont établi une équation empirique et les abaques correspondants permettant de déterminer cette durée. La nature du recouvrement est qualifiée ici par le pourcentage de roches dures et résistantes (résistance à la compression simple supérieure à 45 MPa) constituant les terrains sus-jacents. Ceci dit, quelle que soit la nature des terrains sus-jacents, lorsque l'exploitation intéresse des terrains de recouvrement déjà perturbés par d'anciens et multiples déhouillements, les effets en surface des mouvements de terrains qu'elle induit sont pratiquement "instantanés" et la durée de la phase d'affaissement résiduel est, de même, plus rapide et plus courte, de l'ordre de quelques mois.

Causes exogènes de reprise d'affaissement ou d'instabilité de la surface

Compte tenu de l'amplitude et, par conséquent, de la vitesse d'évolution très faibles de l'affaissement en phase résiduelle, de nombreux auteurs (Knufinke, 1994 ; Bauer et al, 1992) ont déjà souligné combien il était difficile d'appréhender et d'interpréter des mouvements verticaux du sol de faible amplitude (d'ordre millimétrique) mis en évidence par des nivellements successifs. En effet, quelle que soit la précision des mesures topométriques réalisées, il s'avère délicat de faire la part des choses entre ce qui est dû à l'affaissement minier résiduel et ce qui est imputable à d'autres causes naturelles, d'origine profonde ou superficielle. N'oublions pas non plus que ces causes naturelles peuvent voir leurs effets accentués, prolongés, voire aggravés par l'activité de l'homme autre que minière (pompages d'eau potable ou industrielle par exemple), ou tout simplement du fait des variations climatiques saisonnières ou de conditions météorologiques exceptionnelles de longue durée (par exemple, le déficit pluviométrique

constaté dans certaines régions de France entre les années 1989 et 1994). Ainsi, des mouvements verticaux du sol (tassement mais aussi soulèvement), de même ordre de grandeur que l'amplitude des affaissements résiduels, sont induits par les variations saisonnières ou annuelles de la teneur en eau des terrains superficiels et de la température (effet du gel), le battement naturel du niveau des nappes phréatiques ou leur rabattement par pompage, etc.

Ceci dit, des phénomènes de reprise d'affaissement ou d'instabilité de la surface peuvent se produire sous l'effet de causes exogènes telles que :

- l'ouverture ou la reprise d'exploitations minières souterraines proches ;
- l'application de surcharges en surface induites, par la construction de bâtiments importants et lourds ;
- la remontée des eaux dans les travaux miniers consécutive à l'arrêt des pompes d'exhaure.

Dans ces trois cas, le phénomène de reprise d'affaissement se traduit, sur les courbes d'évolution de l'affaissement des points considérés en fonction du temps, par une brutale et importante variation de l'amplitude et/ou de la vitesse d'évolution (accélération marquée du phénomène).

La reprise d'affaissement induite par les exploitations minières proches est un phénomène bien connu des exploitants et n'est pas l'objet de notre propos.

Les effets de la remontée des eaux et des surcharges dues à l'urbanisation future des régions sous-minées ne sont à retenir que dans le cas d'exploitations situées à faible profondeur et/ou dans des contextes miniers particuliers. En effet, les surcharges dues à la construction de bâtiments importants peuvent provoquer des phénomènes de tassement différentiel du sol à l'aplomb d'exploitations peu profondes (quelques dizaines de mètres) à condition que celles-ci se trouvent dans la zone d'influence des fondations de ces ouvrages. Ce risque de tassement différentiel concerne donc surtout les ouvrages fondés sur des pieux profonds. Mais la profondeur d'influence, sous la base de ces pieux, de la surcharge transmise aux terrains d'assise n'excède pas quelques diamètres de pieu (4 à 5 diamètres en moyenne).

Cette faible profondeur d'influence limite donc les risques de reprise d'affaissement aux seuls ouvrages lourds et importants fondés sur pieux dans ou à proximité immédiate de la zone perturbée ou déconsolidée par les travaux miniers souterrains. De tels ouvrages faisant obligatoirement l'objet d'une reconnaissance géotechnique préalable des terrains de fondation, on peut considérer qu'un risque non identifié de reprise d'affaissement est nul.

La remontée des eaux consécutive à l'arrêt des pompes d'exhaure pourrait, à ce jour, avoir un impact négatif sur la stabilité d'exploitations peu profondes, fortement pentées et remblayées. En effet, dans ces conditions, des fontis sont susceptibles d'apparaître au-dessus des vides créés par le débouillage des remblais. Néanmoins, la remontée des eaux dans les bassins houillers, aujourd'hui noyés, n'a pas provoqué de désordres, ni d'instabilités en surface. C'est notamment le cas des bassins d'Alès et de

Saint-Etienne, des parties orientale et occidentale du bassin houiller du Nord et du Pas-de-Calais, ainsi que du secteur de Faulquemont dans le bassin lorrain. Dans le bassin houiller du Limbourg (Hollande), on a par contre observé, avec l'ennoyage des travaux miniers, un soulèvement lent et étendu de la surface d'une amplitude variant entre 2 et 4 % de l'affaissement total provoqué par l'exploitation. Ce soulèvement n'a provoqué aucun dommage supplémentaire aux structures et installations de surface (R. F. Beckendam et J. J. Pöttgens, 1995), car il ne donne pas lieu à des déformations horizontales du sol significatives.

Les exploitations partielles, par la méthode des chambres et piliers abandonnés, se sont révélées parfois plus sensibles aux phénomènes induits par la remontée des eaux que les exploitations totales (cas du poinçonnement des piliers dans le mur, par exemple ou d'affaiblissement de la résistance des piliers).

4. ÉLÉMENTS RELATIFS AUX AFFAISSEMENTS MINIER AU-DESSUS D'EXPLOITATIONS PARTIELLES

Ce paragraphe n'a pas la prétention de vouloir traiter de manière exhaustive la problématique des affaissements au-dessus d'exploitations partielles. En fait, les mécanismes mis en jeu sont complexes et font, à ce jour, l'objet de nombreuses études et recherches, notamment suite aux effondrements récents au-dessus d'exploitations partielles par chambres et piliers abandonnés dans le bassin ferrifère lorrain. Néanmoins, nous décrirons ici la spécificité des affaissements au-dessus de ce type d'exploitations ainsi que les principaux mécanismes mis en jeu et les facteurs importants qui les régissent.

Le principe de base de ce type d'exploitation consiste à extraire systématiquement du minerai ou de charbon dans des chambres et à abandonner des piliers entre ces chambres. Les chambres sont dimensionnées et soutenues pour assurer leur stabilité uniquement pendant les travaux d'extraction. Les piliers, par contre, doivent être capables de supporter le recouvrement et assurer la stabilité de l'ensemble du massif. La figure 12 illustre la charge qui s'exerce sur les piliers d'après la théorie de l'aire tributaire. La stabilité de ces piliers n'est alors assurée que si cette charge reste inférieure à la résistance mécanique ultime du matériau constituant non seulement les piliers, mais également le mur et le toit immédiats de l'exploitation.

Les exploitations par chambres et piliers abandonnés sont le plus souvent dimensionnées en vue de rendre négligeables les affaissements en surface ou, du moins, de

les minimiser. Le principe de base de cette méthode d'exploitation étant de faire supporter par les piliers le poids des terrains sus-jacents, l'état de contrainte qui s'applique sur eux est, de ce fait, très largement modifié par rapport à celui qui régnait originellement avant l'exploitation. La charge verticale est augmentée d'autant plus que le taux d'extraction est élevé tandis que les contraintes horizontales sont diminuées.

Si tout se passe comme prévu, la déformation des piliers sous la surcharge appliquée correspond à l'affaissement à attendre en surface ΔM (en pratique quelques centimètres). On peut écrire ainsi :

$$\Delta M / M = \Delta \sigma_p / E$$

M étant la hauteur initiale des piliers et ΔM sa variation, E le module élastique de la roche constituant les piliers et $\Delta \sigma_p$ la surcontrainte verticale qui leur est appliquée telle que $\Delta \sigma_p = \sigma_p - \sigma_{v0}$.

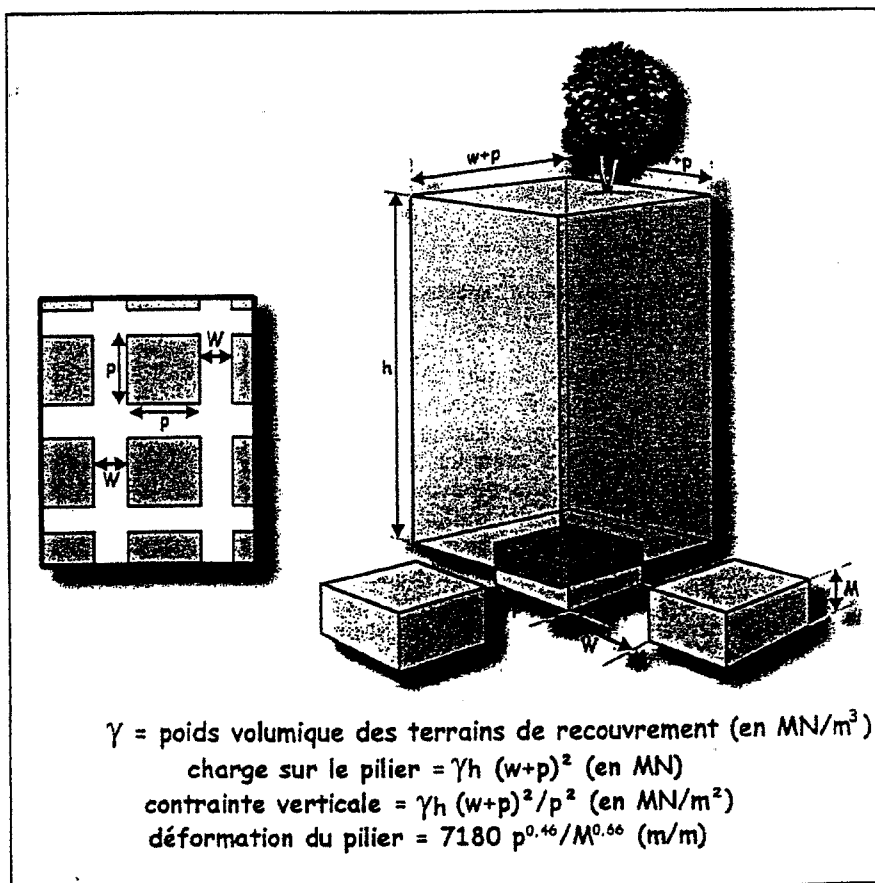
σ_{v0} et σ_p sont classiquement calculés dans le cadre du modèle simple dit de "l'aire tributaire" par les formules suivantes (figure 12) :

$$\sigma_{v0} = \gamma H$$

$$\sigma_p = \sigma_{v0} / 1 - \tau$$

où γ est le poids volumique moyen (en MN/m³) des terrains de recouvrement, H leur épaisseur (en mètres), et τ le taux de défruitement (surface extraite divisée par la surface initiale de minerai dans le secteur considéré).

Figure 12 - Charge qui s'exerce sur les piliers et déformation résultante [infographie M&C, sources Piguet & Wojtkowiak]



Il peut toutefois arriver que la charge σ_p excède la résistance du pilier, ou que tout autre mécanisme conduise ce dernier à la ruine. La rupture peut se propager progressivement aux piliers voisins (ne serait-ce que parce qu'ils doivent supporter à leur tour la charge qui incombait aux piliers défaillants) et les effets en surface prennent alors une allure similaire à celle provoquée par une exploitation totale (cuvette d'affaissement). Le phénomène de foisonnement s'applique aux piliers détruits qui contribuent à remplir le vide excavé. La hauteur de vide résiduelle, ainsi laissée disponible pour l'éboulement du toit, qu'on peut définir aussi comme ouverture équivalente W^* s'écrit alors :

$$W^* = W - (1 - \tau) \times W \times K$$

L'éboulement du toit consécutif à la défaillance des piliers concerne donc une hauteur h qui s'exprime comme dans le cas des exploitations totales foudroyées sous la forme :

$$h = W^* / K - 1$$

En terme d'affaissement, on peut se ramener ainsi au raisonnement relatif aux exploitations totales, à la durée du phénomène près.

Différents phénomènes peuvent donc se produire en cas de défaillance du toit et/ou des piliers :

Affaissement d'une partie plus ou moins importante de la surface provoqué par :

- un enfoncement des piliers dans les terrains du mur suite, par exemple, à une altération de ces derniers sous l'influence de l'eau (figure 13a) ;
- la rupture d'un ou plusieurs piliers (figure 13b) ;
- l'effondrement des terrains au toit des chambres (figure 13c).

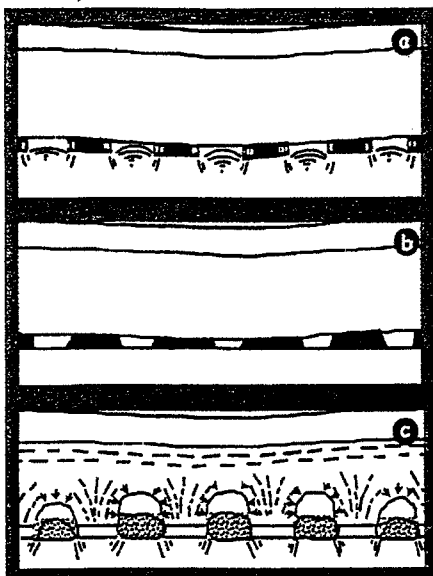


Figure 13 - Différentes formes d'instabilité au-dessus d'exploitations par chambres et piliers abandonnés (infographie M&C, sources Piguet & Wojtkowiak)

Formation d'un fontis en surface (figure 3)

Le fontis est alors le résultat de l'éboulement d'une

galerie (ou d'un carrefour de galeries) à faible profondeur qui débouche en surface en créant un entonnoir de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de diamètre.

Un dernier type de phénomène susceptible d'apparaître dans le cas des exploitations partielles, est celui qui est le plus souvent appelé "effondrement spontané" (Tincelin et al, 1962). L'analyse de ce phénomène, heureusement rare, met au premier plan l'importance de certaines singularités dans les terrains du recouvrement. Pour simplifier, on pourra retenir que ce phénomène très brutal, destructeur, est mis en relation avec la présence dans le recouvrement d'un banc épais et raide qui cède soudainement après avoir été mis en flexion car les piliers destinés à le soutenir se rompent. Cette défaillance généralisée des piliers peut avoir de multiples causes (rupture simultanée par compression excessive, destruction par fluage horizontal de bancs déformables qui les traversent, poinçonnement du mur de la couche, etc.). Une grande quantité d'énergie est ainsi libérée en un court laps de temps et s'accompagne d'une secousse sismique. A la surface, ces effondrements se traduisent par une brusque descente d'ensemble des terrains, à l'aplomb du secteur affecté, nettement démarquée des zones environnantes (effet de marche d'escalier). L'amplitude de ce décalage est de l'ordre de grandeur du vide disponible dans l'exploitation (soit $\tau \times M$) car on considère que le phénomène est trop rapide pour qu'on prenne en compte le foisonnement des terrains autour des excavations.

5. CONCLUSION

Le phénomène d'affaissement pendant l'exploitation et après l'arrêt définitif des travaux miniers a fait l'objet de nombreuses études, tant en France qu'à l'étranger, ce qui a permis de parfaire la connaissance et la compréhension des mécanismes mis en jeu et ainsi d'améliorer les outils de prévision des affaissements miniers à court et à long terme. L'amplitude de la phase d'affaissement résiduel, observée après l'arrêt définitif de l'exploitation, ne représente que 7 à 10 % de l'affaissement total. D'autre part, une grande partie de l'affaissement résiduel est en général acquise au cours des douze premiers mois qui suivent la fin des travaux. Au-delà de cette période, la phase d'affaissement résiduel peut se poursuivre sur quelques années encore (4 à 5 ans), mais de façon uniforme, lente et régulière, avec une amplitude qui n'excède pas, en moyenne, quelques millimètres par an. Vis-à-vis des infrastructures, des ouvrages d'art, des bâtiments et d'autres constructions, ce ne sont pas tant les affaissements que les déformations du sol qui sont les plus à craindre. Or, les déformations, au cours de cette très lente subsidence uniforme qui caractérise la phase d'affaissement résiduel, sont très petites voire négligeables et donc sans effet sur la stabilité des terrains de surface.

Comme c'est toujours le cas des phénomènes dans lesquels les conditions naturelles jouent un rôle prépondérant, les affaissements et déformations au-dessus des exploitations minières présentent une variabilité qui constitue une difficulté pour leur analyse et surtout pour leur prévision. L'expérience et la réflexion accumulées depuis que l'exploitation industrielle des matières premières s'est développée (environ deux siècles en Europe Occidentale) conduisent aujourd'hui à un corpus de connaissances cohérent et bien unifié, relatif aux méca-

nismes et aux concepts fondamentaux ainsi qu'à l'influence des principaux facteurs. ■

BIBLIOGRAPHIE

- ARCAMONE J. (1980). Méthodologie d'étude des affaissements miniers en exploitations totale et partielle. Application au cas des Houillères de Provence. Mémoire de thèse de docteur ingénieur, Institut National Polytechnique de Lorraine, Ecole des Mines de Nancy, juin 1980, 100 p.
- BAUER R.A., VAN ROOSEDAAL D.J. (1992). Monitoring problems ; are we really measuring coal mine subsidence. 3rd Subsidence workshop due to underground mining, Morgantown; USA, 1992, pp. 332-339.
- BEKENDAM R.F. et PÖTTGENS J.J. (1995). Ground movements over mines of southern Limburg, The Netherlands and their relation to rising mine waters. IAHS Publ., n° 234, 1995.
- COLLINS B.J. (1977). Measurement and analysis of residual mining subsidence movements. In : Large ground movements and structures, Pentech Press, London, 3-29.
- DECHERF J. (1973). Durée de répercussion des affaissements miniers. Journée des dégâts miniers organisée par l'INIEX, Liège, 11 avril 1973, Annales des mines de Belgique, n° 9, septembre 1973, pp. 1017-1038.
- DECHERF J., A. VANDEWALLE, A. CARON (1980). Le problème des affaissements miniers dans le bassin du Nord-Pas-de-Calais. Revue de l'Industrie Minière, mai 1980, 295-313.
- FLÄSCHENTRÄGER H. (1957). Considerations on ground movement phenomena based on observations made in the left bank Lower Rhine region. Proc. European Congress on Ground Movement, Leeds, 1957, 58-73.
- GRARD C. (1969). Les affaissements miniers et les moyens permettant de limiter leurs effets à la surface du sol. Revue de l'Industrie Minière, 51, n° 1, janvier 1969, 35-70.
- HASENFUS G.J., K.L. JOHNSON, D.W.H. SU (1988). A hydrogeomechanical study of overburden aquifer response to longwall mining. 7th Int. Conf. on Ground Control in Mining, Morgantown, August 1988, 149-162.
- HBL (Houillères du Bassin de Lorraine). Service des dégâts miniers (1986). Les dégâts de surface provoqués par les exploitations souterraines de charbon. Mesures préventives et correctives pour minimiser les effets. Industrie Minière - Mines et Carrières - Les Techniques, juin 1986, 267-282.
- INERIS (1997). Rapports d'études sur l'analyse des effets en surface des travaux miniers souterrains dans les concessions d'Albi-Carmaux (Tarn) et de Blanzey-Montceau-les-Mines (Saône et Loire) établis dans le cadre de l'établissement des dossiers de demande d'arrêt définitif des travaux dans ces concessions.
- KNUFINKE P. (1994). Zum Phänomen lokaler Höhenänderungen an der Erdoberfläche. IX ISM Congress, 18-22 april 1994, Praha, CZECH Republic, pp. 486-490.
- KRATZSCH H. (1983). Mining subsidence engineering. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 1983, XII, 543.
- MAHMOUD Y.S.E. (1984). Analyse de l'influence des différents paramètres d'exploitation et facteurs naturels sur le comportement des terrains dans l'exploitation par longues tailles. Thèse Docteur-Ingénieur, Laboratoire de Mécanique des terrains, Ecole des Mines de Nancy. INPL.
- NCB (1975). Subsidence engineer's handbook. National Coal Board, Mining Department, 1975, 111.
- ORCHARD R.J., W.S. ALLEN (1974). Time dependence in mining subsidence. Minerals and the Environment, I.M.M., London, 643-659.
- PIGUET J-P. (1997). Affaissements et déformations au-dessus des exploitations minières : mécanismes, conséquences et facteurs influents. Conférence internationale de l'Après-charbon, colloque de Lille, 17-21 mars 1997. A paraître.
- PROUST A. (1964). Etude sur les affaissements miniers dans le Bassin du Nord et du Pas-de-Calais. Revue de l'Industrie Minière, juin-juillet 1964, 46, n° 6 et 7, 68.
- SAXENA N.C. (1991). Subsidence management in Jharia Coalfield, India. A concept. Proc. of IVth Inter. Symp. on Land Subsidence, may 1991, 181-193.
- SINGH K.B., N.C. SAXENA (1989). Subsidence in Kamptee coalfield. International Symposium on Land Subsidence, India, 11-15 december 1989, 483-496.
- TINCELIN E. et SINOU P. (1962). Effondrements brutaux et généralisés. Coups de toit - Revue de l'Industrie Minière, avril 1962.
- TISON G. (1946). Les affaissements du sol produits par l'exploitation houillère. Cours de l'Ecole Technique des Mines de Douai, 39.
- WHITTAKER B.N., D.J. REDDISH (1989). Subsidence : occurrence, prediction and control. Elsevier, Amsterdam, 1989, 528.
- WOJTKOWIAK F. (1997). Evolution du phénomène d'affaissement pendant et après l'exploitation totale de couches de charbon. Conférence internationale de l'Après-charbon, colloque de Lille, 17-21 mars 1997. A paraître.
- YAO X.L. et D.J. REDDISH (1994). Analysis of residual subsidence movements in the UK coalfields. Quarterly Journal of Engineering Geology, 27, 15-23.