

RAPPORT D'ÉTUDE
DRS-08-95042-13683A

15/11/2008

PROGRAMME EAT DRS-02

**Recommandations pour l'évaluation et le
traitement des conséquences des mouvements
du sous-sol sur le bâti**

PROGRAMME EAT-DRS-02

Recommandations pour l'évaluation et le traitement des conséquences des mouvements du sous-sol sur le bâti

Direction du Sol et du Sous-sol

PRÉAMBULE

Le présent rapport a été établi sur la base des informations fournies à l'INERIS, des données (scientifiques ou techniques) disponibles et objectives et de la réglementation en vigueur.

La responsabilité de l'INERIS ne pourra être engagée si les informations qui lui ont été communiquées sont incomplètes ou erronées.

Les avis, recommandations, préconisations ou équivalents qui seraient portés par l'INERIS dans le cadre des prestations qui lui sont confiées, peuvent aider à la prise de décision. Etant donné la mission qui incombe à l'INERIS de par son décret de création, l'INERIS n'intervient pas dans la prise de décision proprement dite. La responsabilité de l'INERIS ne peut donc se substituer à celle du décideur.

Le destinataire utilisera les résultats inclus dans le présent rapport intégralement ou sinon de manière objective. Son utilisation sous forme d'extraits ou de notes de synthèse sera faite sous la seule et entière responsabilité du destinataire. Il en est de même pour toute modification qui y serait apportée.

L'INERIS dégage toute responsabilité pour chaque utilisation du rapport en dehors de la destination de la prestation.

	Rédaction	Vérification	Approbation
NOM	J.B. KAZMIERCZAK et M. AL HEIB	C. DIDIER	M. GHOREYCHI
Qualité	Ingénieurs à l'Unité Risques Naturels, Ouvrages et Stockages de la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol	Directeur Adjoint des Risques du Sol et du Sous-sol	Directeur des Risques du Sol et du Sous-sol
Visa			

TABLE DES MATIERES

1	INTRODUCTION	7
2	PHENOMENOLOGIE	8
2.1	DESCRIPTION DES PHENOMENES.....	8
2.1.1	<i>Description du phénomène d'affaissement</i>	8
2.1.2	<i>Description du phénomène d'effondrement</i>	10
2.2	IMPACTS DES AFFAISSEMENTS SUR LES STRUCTURES.....	12
2.2.1	<i>Effet de mise en pente.....</i>	13
2.2.2	<i>Effets des déformations horizontales</i>	13
2.2.3	<i>Effet de la courbure</i>	14
2.3	INTERACTION SOL/STRUCTURE	16
2.3.1	<i>Influence des déformations horizontales en liaison avec la longueur du bâtiment ...</i>	16
2.3.2	<i>Influence de la rigidité de la structure.....</i>	17
2.3.3	<i>Valeurs de seuils</i>	19
2.3.4	<i>Seuils admissibles pour les structures</i>	19
3	ARBRE DE DECISION.....	21
4	EVALUER LE CONTEXTE GEO-ANTHROPIQUE	23
5	EVALUER LE RISQUE POUR UN AFFAISSEMENT	23
5.1	EVALUATION DE L’AFFAISSEMENT MAXIMAL A_M AU CENTRE DE LA CUVETTE.....	23
5.2	EVALUER LES MOUVEMENTS EN SURFACE	24
5.2.1	<i>Prévision de la courbe d'affaissement.....</i>	24
5.2.2	<i>Prévision de la pente du terrain.....</i>	25
5.2.3	<i>Prévision de la courbure du terrain.....</i>	26
5.2.4	<i>Prévision de la déformation horizontale du terrain</i>	27
5.2.5	<i>Prévision des mouvements du terrain par l'utilisation d'abaques</i>	28
5.2.6	<i>Conclusion sur la quantification du risque pour un affaissement</i>	30
5.3	EVALUER LES CONSEQUENCES POSSIBLES POUR LES STRUCTURES	30
5.3.1	<i>Cas 1 : Aucune des valeurs prédites ne dépasse les valeurs de seuils</i>	30
5.3.2	<i>Cas 2 : Certaines prédictions dépassent les valeurs de seuils</i>	30
5.3.3	<i>Cas 3 : Toutes les prédictions dépassent légèrement les valeurs de seuils.....</i>	31
5.3.4	<i>Cas 4 : Toutes les prédictions dépassent très largement les valeurs de seuils.....</i>	32
6	EVALUER LE RISQUE POUR UN FONTIS	33
6.1	EVALUER LES MOUVEMENTS EN SURFACE.....	33
6.1.1	<i>Méthodes empiriques</i>	33
6.1.2	<i>Méthodes analytiques.....</i>	34
6.1.3	<i>Méthodes de modélisation numérique.....</i>	35
6.1.3.1	<i>Méthode des éléments finis (MEF).....</i>	36
6.1.3.2	<i>Méthode des éléments distincts (MED)</i>	36
6.1.3.3	<i>Méthodes de l'équilibre limite</i>	36
6.1.4	<i>Bilan synthétique des trois familles de méthodes</i>	37
6.1.5	<i>Méthodes mixtes.....</i>	38
6.2	EVALUER LES CONSEQUENCES POSSIBLES POUR LES STRUCTURES	38
6.2.1	<i>Conséquences du phénomène de fontis.....</i>	38
6.2.2	<i>Valeurs de seuils</i>	41
7	LES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ADAPTEES	43
7.1	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES CONCERNANT LE SOL	44
7.1.1	<i>Comblement de la cavité</i>	44
7.1.2	<i>Réalisation d'une tranchée périphérique</i>	44
7.1.3	<i>Renforcement du sol de fondation par injection</i>	46
7.1.4	<i>Renforcement du sol par géotextiles ou géogrilles préinstrumentés</i>	46
7.2	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES CONCERNANT LES FONDATIONS	48

7.2.1	<i>Choix adapté du type des fondations</i>	48
7.2.2	<i>Interfaces horizontales sous l'ouvrage</i>	49
7.2.3	<i>Adaptation du système de fondations</i>	50
7.2.4	<i>Reprise en sous-œuvre sous chaînage</i>	51
7.3	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES CONCERNANT LA STRUCTURE	52
7.3.1	<i>Type d'ouvrages</i>	52
7.3.2	<i>Implantation</i>	52
7.3.3	<i>Architecture d'ensemble</i>	53
7.3.4	<i>Dimensions et conception des structures</i>	54
7.3.5	<i>Matériaux employés</i>	55
7.3.6	<i>Joints verticaux</i>	56
7.3.7	<i>Renforcement de l'ouvrage</i>	59
7.4	TABLEAU DE SYNTHESE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES.....	63
8	CONCLUSION	65
9	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	67
10	LISTE DES ANNEXES	73

PREAMBULE - REMERCIEMENTS

La rédaction d'un document de recommandations techniques est un travail long et méticuleux qui nécessite de s'appuyer sur la bibliographie nationale et internationale, l'expérience propre des auteurs, ainsi que sur les avis des experts de la profession et des futurs utilisateurs. Ces différentes contributions, riches en échanges, permettent de proposer un outil qui a le maximum de chance d'être adopté et utilisé.

Une procédure de validation est venue compléter ce travail et les auteurs remercient les personnes qui ont accepté de contribuer à la validation de cet ouvrage. Ces remerciements s'adressent en particulier, et par ordre alphabétique, à :

- Monsieur BOURGEOIS Emmanuel de la Division de la Mécanique des Sols et des Roches et de la Géologie de l'Ingénieur du LCPC ;
- Monsieur DECK Olivier, Maître de conférences à l'Ecole des Mines de Nancy ;
- Monsieur GUILLOUX Alain, Directeur Général de TERRASOL ;
- Madame LEPARMENTIER Anne-Marie de l'Inspection Générale des Carrières de Paris ;
- Monsieur RUAUX Nicolas, du département Sécurité, Structures et Feu du CSTB.

1 INTRODUCTION

La prévention et la gestion des risques de mouvements de terrain liés à la présence de cavités souterraines constituent deux des objectifs du Service des Risques Naturels et Hydrauliques (SRNH) du Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement Durable et de l'Aménagement du Territoire (MEEDDAT).

Dans ce cadre, le SRNH a confié à la Direction des Risques du Sol et du Sous-Sol de l'INERIS la réalisation d'un programme de recherche intitulé « Analyse, Prévention et maîtrise de risques de mouvements de terrain liés à la présence de cavités souterraines », référencé EAT-DRS-02, ayant comme objectif d'évaluer et de perfectionner les outils permettant d'améliorer la gestion des risques liés aux cavités souterraines.

Dans le cadre de ce programme, un travail d'analyse et de synthèse a été réalisé permettant de rédiger ce document de recommandations.

Le présent document traite des solutions techniques disponibles pour gérer les bâtiments d'habitation existants et futurs (logements individuels et collectifs) et soumis à des risques d'affaissement ou de fontis résultant de la présence de cavités souterraines. Il s'appuie sur l'extrapolation de la longue expérience de l'INERIS dans le domaine des ouvrages miniers.

Pour les bâtiments neufs, le guide s'attache à établir une procédure permettant :

- d'évaluer le contexte géo-anthropique (localisation des cavités, profondeur, ouverture, caractéristiques des terrains concernés, historique régional) ;
- d'évaluer les risques d'affaissement ou d'effondrement en fonction de ce contexte (proposition de règles permettant d'évaluer l'amplitude maximale de l'affaissement, le profil de la cuvette d'affaissement, la pente du terrain, la courbure, la déformation horizontale, l'emprise d'un effondrement, etc.) ;
- de déterminer si les risques de sollicitations entrent dans la gamme d'amplitude des perturbations techniquement admissibles par le bâti (type de sollicitations attendues (fontis ou affaissement) à comparer à des valeurs de seuils) ;
- de définir les dispositions constructives à prendre pour que les perturbations atteignant la surface n'affectent pas le bâti au-delà des limites acceptables (règles élémentaires géométriques, rigidité, nature des fondations (superficielles, profondes), joints, tranchées, géotextiles, etc.).

Pour les bâtiments anciens, le guide propose des modes de confortement ou de réhabilitation (détermination du type de perturbations : à venir, en cours ou terminées, mesures de réparation, renforcements, relèvement).

Avant d'aborder la méthodologie de sélection des techniques les mieux adaptées qui constitue le cœur de l'ouvrage, sont définies, dans une première phase, les notions et les notations permettant de qualifier ou quantifier les phénomènes.

Dans une seconde partie, sont abordés les effets des affaissements du sol sur les structures, ainsi que l'influence de ces mouvements sur l'interaction sol-structure¹.

Sur la base d'un arbre de décision, le guide permet d'évaluer les risques encourus pour les phénomènes de type affaissement ou fontis et propose des solutions techniques appropriées en fonction des sollicitations attendues.

2 PHENOMENOLOGIE

2.1 DESCRIPTION DES PHENOMENES

2.1.1 Description du phénomène d'affaissement

Les cavités naturelles ou les exploitations souterraines sont susceptibles d'engendrer une déformation des terrains de surface qui les surplombent.

On parle d'**affaissement**, au sens large, lorsque le réajustement de la surface se fait de façon souple et progressive, en formant une dépression topographique, sans rupture cassante importante, avec une allure de cuvette (Figure 1). Généralement, ce type de manifestation concerne les exploitations minières situées à grande profondeur et présentant des extensions horizontales importantes [Piguet et Wojtkowiak, 2000].

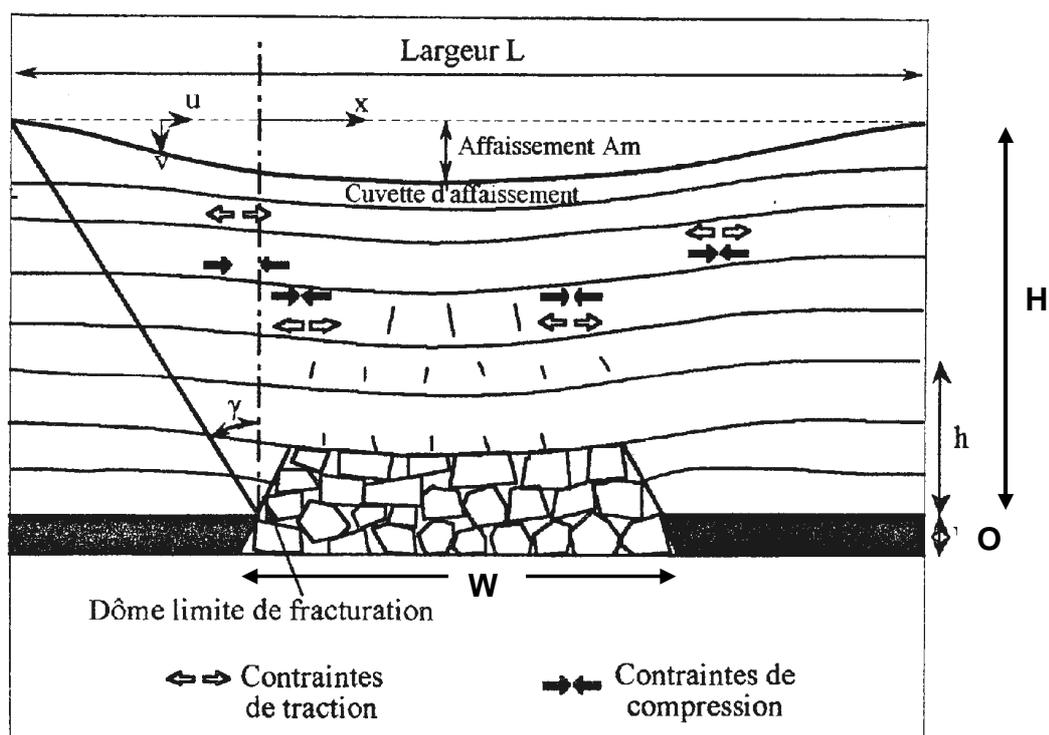


Figure 1 : Une cuvette d'affaissement (O : ouverture de la couche ; H : profondeur de l'exploitation, A_m : Affaissement maximal)

¹ La notion d'interaction sol-structure est liée au fait que la déformation du sol en « champ libre », c'est à dire sans présence de structure, sera différente de celle observée en présence d'une structure. En effet, la rigidité de la structure interagit en empêchant une partie des déformations. Il faut également noter que la déformation propre de la structure est en général différente de celle du sol.

Le déplacement vertical mesuré au centre de la cuvette ne peut excéder physiquement une certaine valeur appelée affaissement maximal et notée A_m . Cette valeur dépend notamment de l'ouverture O des travaux souterrains, de la nature du traitement des vides (persistance de vides, foudroyage, remblayage...), ainsi que de l'épaisseur et de la nature des terrains de recouvrement. En toute logique, la valeur de A_m est toujours inférieure à l'ouverture O .

Le mouvement subi par les terrains de surface se décompose classiquement en un déplacement vertical des points du sol, c'est l'**affaissement** proprement dit, et un **déplacement** dans le plan horizontal.

La déformation de la surface résulte du fait que deux points voisins de la surface subissent des mouvements différents, ce qui induit, de fait, des variations différentielles de la longueur du sol. Ainsi, une variation positive correspond à une **extension**², et une variation négative correspond à un raccourcissement ou une **compression**. Les deux types de déformations se rejoignent au point d'inflexion. L'affaissement diffère lui aussi d'un point à un autre, ce qui génère un déplacement différentiel appelé **pente** dont la variation est appelée **courbure**.

La Figure 2 montre la forme théorique des courbes correspondant à chacun des termes ainsi définis. On remarque que les courbes de déformation et de courbure ont une allure très semblable ; de même que les courbes de pente et de déplacement.

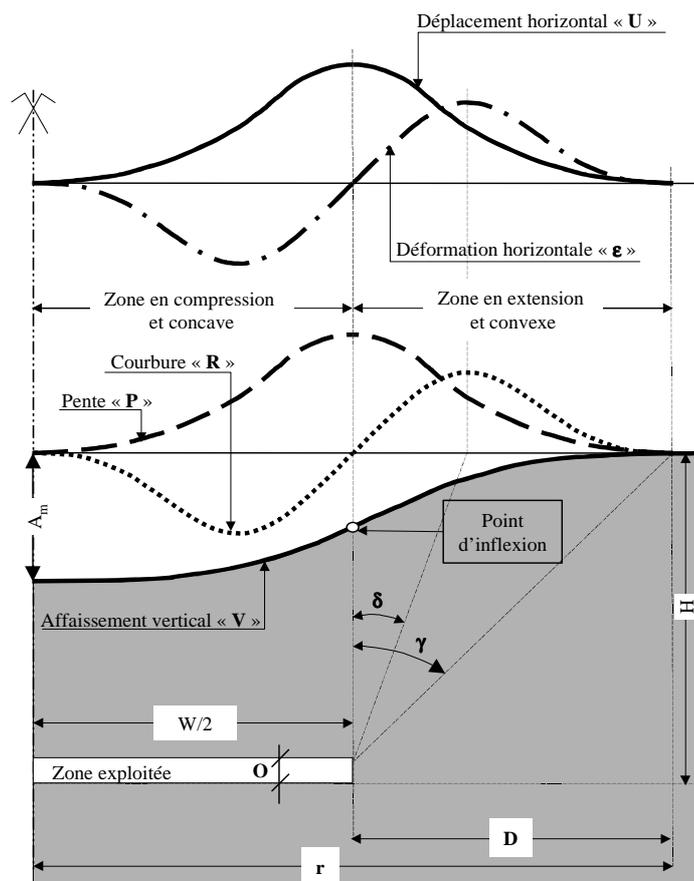


Figure 2 : Les différents mouvements de surface engendrés par une exploitation souterraine horizontale suivant une coupe transversale [d'après Aissaoui, 1999]

² Il s'agit dans ce cas principalement d'un mouvement horizontal.

Les notations retenues pour les affaissements (Figure 1 et Figure 2) sont les suivantes :

- **W** : largeur de l'exploitation ou largeur du vide souterrain effondré.
- **H** : profondeur de l'exploitation. (dans le cas d'un pendage horizontal de la couche exploitée).
- **O** : ouverture de l'exploitation.
- γ : angle d'influence qui permet de localiser le bord de la cuvette d'affaissement par rapport au bord de l'exploitation. Généralement cet angle est compris entre 10° et 35° , voir 45° dans le cas d'un recouvrement à caractère très plastique.
- δ : angle de fracture qui permet de localiser l'emplacement de la déformation d'extension horizontale maximale du terrain par rapport au bord de l'exploitation. Généralement, cet angle est compris entre -5 et 25 degrés.
- ϵ : déformation horizontale de la cuvette d'affaissement en surface.
- ϵ_c : désignation explicite de la déformation de compression du terrain.
- ϵ_t : désignation explicite de la déformation de traction du terrain.
- ϵ_{max} , ϵ_{cmax} , ϵ_{tmax} : valeur maximale dans la cuvette, respectivement, de la déformation (indifféremment de traction ou compression), de la déformation de compression et de celle de traction.
- **P** : pente d'un point de la cuvette d'affaissement à la surface du terrain.
- **P_{max}** : pente maximale dans la cuvette.
- **R** : rayon de courbure d'un point de la cuvette d'affaissement à la surface du terrain. Une valeur négative correspond à une courbure concave (zone de compression vers le centre de la cuvette) et une valeur positive à une courbure convexe (zone d'extension vers les bords de la cuvette).
- **R_{min}** : valeur minimale du rayon de courbure dans la cuvette.
- **U** : déplacement horizontal d'un point de la cuvette d'affaissement à la surface du terrain.
- **Am** : Affaissement physique maximal localisé au centre de la cuvette.
- **V** : déplacement vertical (affaissement) d'un point de la cuvette d'affaissement à la surface du terrain.
- **D** : distance entre le bord de l'exploitation et le bord de la cuvette ; $D = H \cdot \tan \gamma$.
- **r** : rayon de la cuvette, distance entre le centre de la cuvette et le point d'affaissement nul.

2.1.2 Description du phénomène d'effondrement

Par opposition au phénomène d'affaissement, on parle d'**effondrement** lorsque l'abaissement de la surface se fait de manière **discontinue** dans le **temps** (événement rapide et brutal) et dans l'**espace** (formation de fractures, de figures d'arrachement, de cratères...).

Les effondrements se caractérisent par un mouvement gravitaire à composante essentiellement verticale qui peut atteindre une amplitude sensiblement égale à la hauteur de la cavité sous-jacente ou de l'ouverture de la couche exploitée [Didier et Tritsch, 1996]. Ce sont des phénomènes très spécifiques qui ne peuvent affecter que les cavités naturelles importantes ou les mines souterraines exploitées par une technique permettant la persistance de vides souterrains suffisamment importants (chambres et piliers abandonnés par exemple).

En fonction de l'ampleur du phénomène, on différencie classiquement **différents types** d'effondrement qui vont **du fontis à l'effondrement généralisé**. Les conséquences que ce dernier est susceptible d'induire sur le bâti sont telles qu'il est nécessaire d'éviter tout type d'occupation permanente de la surface dans les secteurs concernés par le risque d'effondrement généralisé. De fait, leur analyse dans le cadre de ce programme ne peut constituer une priorité. Nous focaliserons donc notre analyse sur le mécanisme d'effondrement le plus classiquement rencontré à l'aplomb d'anciennes carrières souterraines : le fontis.

On appelle fontis une instabilité localisée qui s'initie par l'éboulement du toit d'une cavité souterraine d'assez faible extension et située à faible profondeur. Le phénomène, qui ne peut se stabiliser dans la configuration d'une cloche stable par effet voûte, finit par déboucher brusquement en surface en créant un "entonnoir" de quelques mètres de diamètre, même si, dans des configurations géologiques et d'exploitation très particulières, les dimensions des fontis peuvent atteindre quelques dizaines de mètres (Figure 3). Le terme de fontis désigne aussi bien le mécanisme d'effondrement que le cratère classique observé en surface.

Les fontis se développent préférentiellement dans des zones où le toit présente de larges portées non soutenues (carrefours de galerie, piliers ruinés, chambres vides ou partiellement remblayées). La présence d'un recouvrement peu épais constitué de matériaux peu massifs et faiblement résistants (sable, marne, massif rocheux très fracturé et altéré ...) facilite la propagation de l'instabilité vers la surface et donc la formation du fontis. Dans le cas des exploitations par hagues et bourrage, les zones préférentielles de développement de fontis se situent dans les galeries de front de taille où le ciel de carrière est largement fissuré.

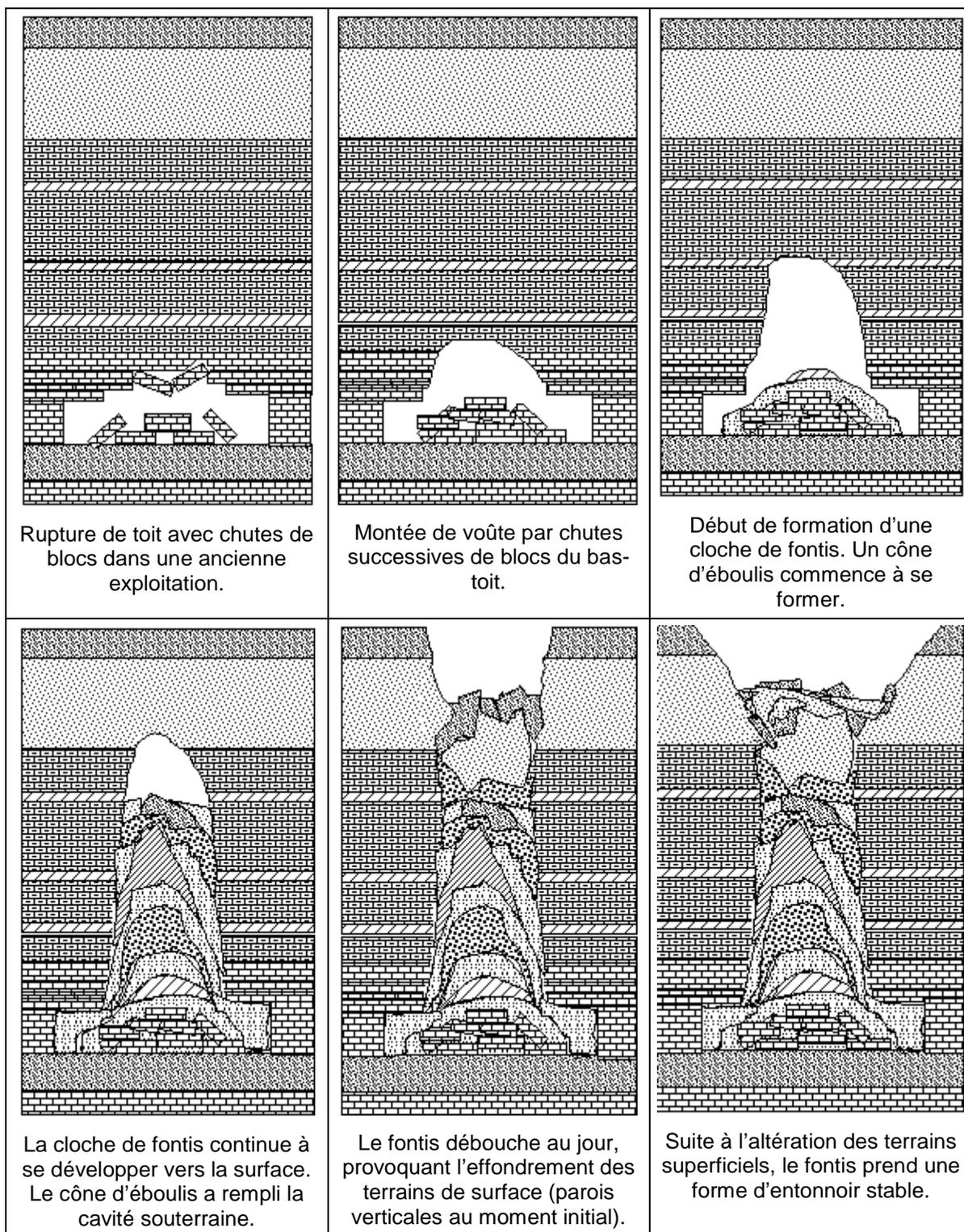


Figure 3 : Etapes de formation de fontis [d'après Vachat, 1982]

2.2 IMPACTS DES AFFAISSEMENTS SUR LES STRUCTURES

Il existe trois effets essentiels, résultant de la déformation des terrains de surface, induits par les affaissements susceptibles d'affecter les ouvrages situés dans l'emprise des mouvements :

- les déformations horizontales ;
- la mise en pente ;
- la courbure.

Les études précédentes, menées dans le cadre du même sous-thème du programme ont montré que les phénomènes de **mise en pente** et de **déformations horizontales** sont prédominants dans la dégradation d'une structure [Al Heib et al, 2003].

2.2.1 Effet de mise en pente

L'affaissement modifie la pente naturelle des terrains en surface. Elle peut même, dans certains cas assez exceptionnels, l'inverser, ce qui peut induire des conséquences fâcheuses en présence de cours d'eau, de canaux et de réseaux d'assainissement en zone urbanisée.

Cela peut également s'avérer gênant pour les voies ferrées qui, bien souvent, ne peuvent tolérer une inclinaison, même limitée, en particulier dans les gares de triage.

Ces mises en pente peuvent enfin induire des mouvements de type « corps rigide » aux constructions élevées, en raison du décalage de leur centre de gravité, voire aux constructions ordinaires lorsque les pentes deviennent particulièrement fortes. Ce phénomène se manifeste généralement par une gêne plus ou moins parquée pour les occupants. On note généralement une différence entre la pente du sol et celle de la structure.

2.2.2 Effets des déformations horizontales

Les déformations horizontales constituent souvent la cause principale des dommages causés aux constructions par les déformations du sol. Elles se transmettent aux structures par pression des terrains sur les murs verticaux enterrés ou par frottement du sol au contact des fondations. Suivant sa position par rapport à la cuvette d'affaissement, le bâti subit, soit une extension, soit un raccourcissement.

Les effets qui se manifestent dans les zones subissant une **extension** se traduisent par **l'ouverture de fractures ou de fissures assez larges**. Ces fractures se produisent généralement là où l'effet d'allongement est le plus important (aux points d'extension maximale). Les bâtiments situés à cet endroit subissent des fractures qui se propagent sur toute la hauteur de la structure et se développent en particulier aux angles des fenêtres et des portes (Figure 4, Figure 5, Figure 6).

Le phénomène diffère pour les effets qui se manifestent dans les zones subissant des contraintes de **compression** liées au raccourcissement. Généralement, les constructions peuvent subir de fortes compressions sans se rompre. Dans certaines situations, **l'apparition de pliures** (au niveau du sol) peut alerter sur l'existence de telles contraintes. Lorsque ces dernières finissent par dépasser la limite de rupture d'un élément du bâtiment, des fractures peuvent apparaître sur les façades). Ces conséquences sont souvent observables sur les chaussées (bordures de trottoir, écrasement de réseaux d'égouts,...) et sur les bâtiments

(soulèvement de dallage, flèches de plancher, soulèvement de carrelage, Figure 7).

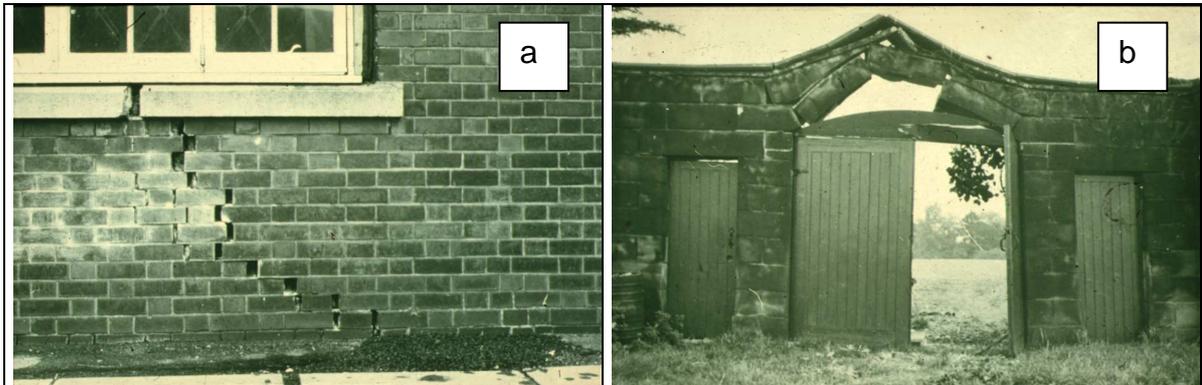


Figure 4 : Dommages induits par les mouvements du sous-sol d'origine minière³
(a : rupture par extension-cisaillement ; b : rupture par compression)

Notons qu'il est toujours particulièrement délicat de déterminer avec précision l'état de contrainte qui se développe au sein d'un bâtiment et de ses fondations. Ainsi, un état de compression régulier (*a priori* favorable) en partie haute d'un bâtiment présentant des éléments renforcés peut entraîner des contraintes de traction dans les longrines par exemple.

2.2.3 Effet de la courbure

Les dégâts engendrés par la courbure des terrains de surface sont rares. En effet, les ouvrages longs (ponts, usines ou grands bâtiments) situés en site sensible (bassins miniers notamment) sont généralement conçus par addition d'éléments de dimensions limitées. Ils disposent d'un jeu angulaire prévu grâce aux joints de dilatation qui sont mis en place entre les éléments. En première approximation, on peut considérer **que pour des rayons de courbure inférieurs à 20 km, les mouvements du sol peuvent induire des altérations (voire des dommages) aux structures de surface** lorsque celles-ci ne sont pas conçues pour y résister.

³ Source : Nottingham University

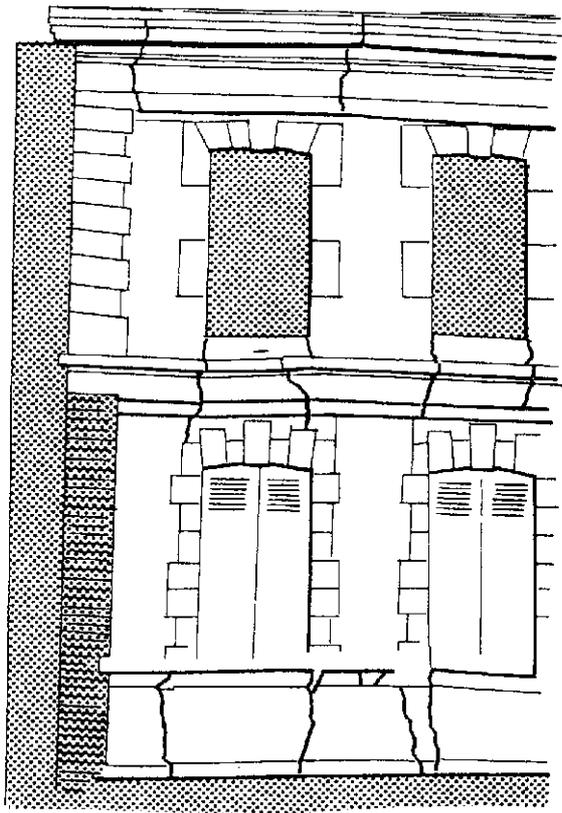


Figure 5 : Présentation descriptive d'une rupture par extension



Figure 6 : Rupture par extension



Figure 7 : Rupture par compression

2.3 INTERACTION SOL/STRUCTURE

2.3.1 Influence des déformations horizontales en liaison avec la longueur du bâtiment

D'après les observations réalisées au Royaume Uni dans les années 1970, un abaque a été établi par le National Coal Board [NCB, 1975]. Il relie le degré de dommages aux déformations horizontales du sol (en champ libre) et à la longueur des bâtiments. Il met en évidence cinq classes de dommages qualifiés de « Très légers » à « Très sévères » (Figure 8).

D'après cet abaque, des ouvrages courts, même situés dans des zones de fortes déformations, ne sont susceptibles de subir que des dommages considérés comme négligeables.

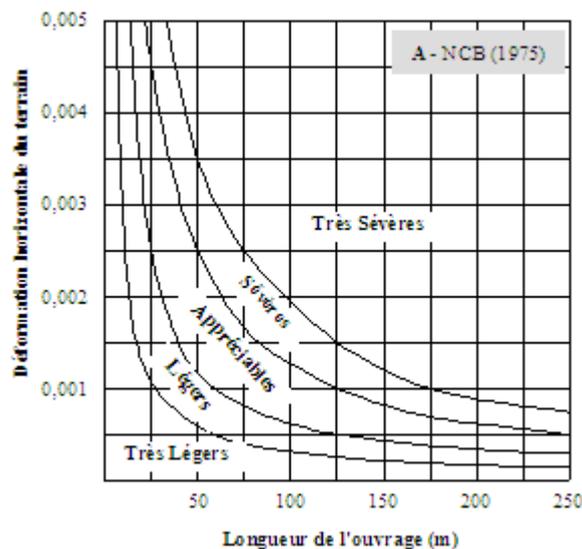


Figure 8 : Abaque de prévision de dommages par le National Coal Board [NCB, 1975]

Cet abaque doit toutefois être utilisé avec grande précaution car, il a été observé dans le bassin ferrifère Lorrain, par exemple, que des structures de petites longueurs ont été assez fortement dégradées. Cet abaque a été développé dans un contexte particulier d'exploitation minière. Il n'est probablement pas extrapolable à d'autres contextes.

D'après Burland (1974), pour des ouvrages en béton armé :

- la déformation à la traction de la structure doit être au moins égale à 1,5 mm/m pour qu'apparaissent des fissures ;
- pour des déformations de la structure de 3 mm/m, les dommages peuvent être considérés comme sévères.

Pour un mur en béton armé, la déformation horizontale admissible en compression est égale à 3,5 mm/m (Eurocode 2).

D'après des tests réalisés en laboratoire (modèles physiques), la déformation admissible d'un mur en briques, dans le cas de raccourcissement (travail en compression) est égale à 1 mm/m. En extension (travail en traction), elle est égale à 0,5 mm/m [Boscardin et Cording, 1989].

Pour l'acier d'armature, la déformation admissible (en compression et en traction) est égale à 5 mm/m selon les données du DTU. La valeur seuil d'un ouvrage considéré en rupture avant ruine des aciers est moins élevée.

2.3.2 Influence de la rigidité de la structure

Bien souvent, en première estimation des dommages, on calcule les déformations susceptibles de se produire en champ libre, sans tenir compte de la rigidité de la structure. Pourtant, sa rigidité peut considérablement modifier l'amplitude maximale des déformations induites (Figure 9).

Krebs et al (1997) fournissent une classification des ouvrages en fonction de leur rigidité :

- rigide : béton préfabriqué, blocs de béton, murs en maçonnerie ;
- souple (flexible) : portiques en acier et/ou en bois ; murs en briques mais avec des joints ou des articulations ; constructions avec des joints verticaux ; mesures spécifiques permettant les mouvements relatifs.

L'expérience montre que les constructions anciennes en moellons ou pierres appareillées se déforment en suivant partiellement les mouvements du terrain de fondation. Il en est de même pour la plupart des constructions courantes fondées sur fondations isolées.

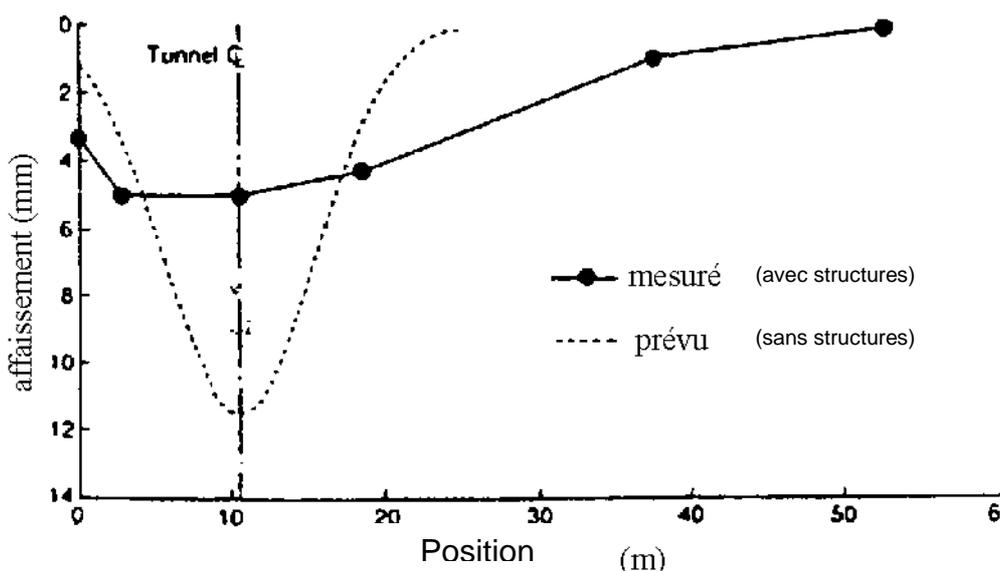


Figure 9 : Influence de la rigidité du bâtiment
[d'après Potts et al, 1996 in Mair et Taylor 1997]

En revanche, les structures plus récentes, par exemple celles construites en béton et maintenues latéralement par un chaînage périphérique, se déforment latéralement moins que le sol d'assise. Leur rigidité à la flexion induit une distorsion⁴ de ces structures plus réduite que celle du sol, et ce d'autant plus que les appuis de la fondation sont continus (semelles filantes, radier).

De nombreuses observations ont également montré que **les constructions rigides présentent une bonne résistance. Elles auront tendance à s'incliner plutôt qu'à subir une distorsion.** Cette aptitude dépend toutefois de leur élancement (nombre d'étages), du nombre d'ouvertures et du type de structure (voiles, poutres et poteaux, etc.). On pourra considérer que les structures hautes et élancées sont globalement moins rigides que les basses.

Un ouvrage parfaitement rigide ne se déforme pratiquement pas sous l'effet des mouvements du sous-sol. Les efforts sont donc maximaux. Ceci signifie qu'un ouvrage rigide, mais pas suffisamment résistant par rapport aux sollicitations imposées par les mouvements du sous-sol, risque d'être plus endommagé qu'un ouvrage ductile (souple).

Ces considérations mettent en évidence le dilemme qui existe entre le choix d'une structure rigide ou souple et la réelle nécessité de réaliser des études pour déterminer la meilleure stratégie.

La nature du sol joue également un rôle important : si les terrains de surface sont du type souple, ils auront un rôle bénéfique en absorbant une partie des déformations, donc en atténuant les effets de ces déformations. Un terrain raide, par contre, transmettra directement et totalement des déformations aux structures dont il constitue l'assise.

Potts et al (1996, in Mair et Taylor, 1997) ont réalisé une étude paramétrique (à l'aide de la modélisation numérique) concernant la rigidité relative de la structure et la position du bâti par rapport à l'axe vertical d'un tunnel (Figure 10). La Figure 9 montre la différence entre la prévision et la mesure d'affaissement due à la présence de structures à la surface (schéma en Figure 10).

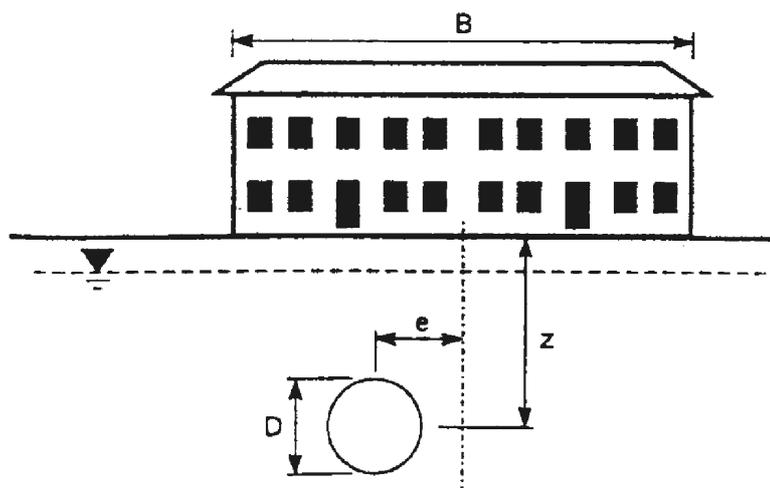


Figure 10 : Modélisation d'une structure dans une zone d'affaissement [d'après Potts et al, 1996, in Mair et Taylor, 1997]

⁴ Voir définition en annexe 1.

Ainsi, lorsque la structure ne possède pas une raideur horizontale significative, les déformations induites au sein des structures sont égales à celles du sol. En revanche, pour des structures avec chaînages (longrines), les déformations induites sont moins importantes.

Le transfert des déformations du sol vers les structures dépend donc directement de l'interaction entre le sol et la structure.

2.3.3 Valeurs de seuils

La pente, les déformations horizontales et le rayon de courbure sont les paramètres les plus fréquemment retenus dans une optique de normalisation des critères de dommages subis par le bâti ou les infrastructures de surface.

La plupart des classifications disponibles concernant les dégâts aux structures sont basées sur l'observation visuelle des dommages (fissures, blocage des portes et fenêtres, mise en pente, etc.).

La plus ancienne de ces classifications est celle du NCB [NCB, 1975]. Elle a été réalisée à partir des observations *in situ* menées par le NCB dans des zones d'exploitation de mines de charbon. Les classes associées sont définies en fonction des seules déformations horizontales en compression, celles en traction n'étant pas différenciées.

D'autres tableaux de seuils sont proposés, notamment par l'AFTES et par différents auteurs internationaux. On trouvera en Annexe 1 quelques tableaux de seuils.

2.3.4 Seuils admissibles pour les structures

Il ressort principalement de l'analyse de ces tableaux que :

1. l'ordre de grandeur des variations de longueur (traction ou compression) du sol ne doit pas dépasser 2 mm/m ;
2. une mise en pente de 0,75 % constitue une gêne⁵ pour une habitation. De fait, les constructions élevées doivent être maintenues à une pente inférieure à cette valeur seuil ;
3. un rayon de courbure (position en cuvette et en dôme) de 20 km constitue la valeur minimale en deçà de laquelle les conséquences sur les structures peuvent devenir sensibles.

La partie suivante définit, sous forme d'un arbre de décision, la méthodologie à adopter pour dimensionner, renforcer ou réhabiliter des bâtiments dans des zones potentiellement affaissables ou effondrables (fontis uniquement).

Cette méthodologie s'appuie sur les travaux de chercheurs internationaux. Sa principale vocation est de protéger les biens et les vies humaines en proposant des méthodes qui réduisent les conséquences potentiellement graves des mouvements de terrain sur les structures. Elle est conçue pour limiter les désordres à un niveau mineur sur les bâtiments d'habitation et ne garantit en rien l'absence de désordres sur d'autres types de structures.

⁵ il s'agit de phénomènes mineurs, type blocage de portes ou de fenêtres qui nuisent au bon fonctionnement de l'ouvrage.

3 ARBRE DE DECISION

L'arbre de décision proposé en page suivante a pour objectif d'aider le projeteur à définir :

- s'il est envisageable d'édifier une construction sur un site susceptible de présenter des mouvements de terrains ;
- la nature des méthodes les mieux adaptées pour dimensionner son ouvrage ou protéger un ouvrage existant.

Cet arbre ne doit être utilisé que si la solution optimale du remblayage ou du confortement des vides souterrains ne peut, pour des raisons techniques, économiques, patrimoniales ou archéologiques, être employée.

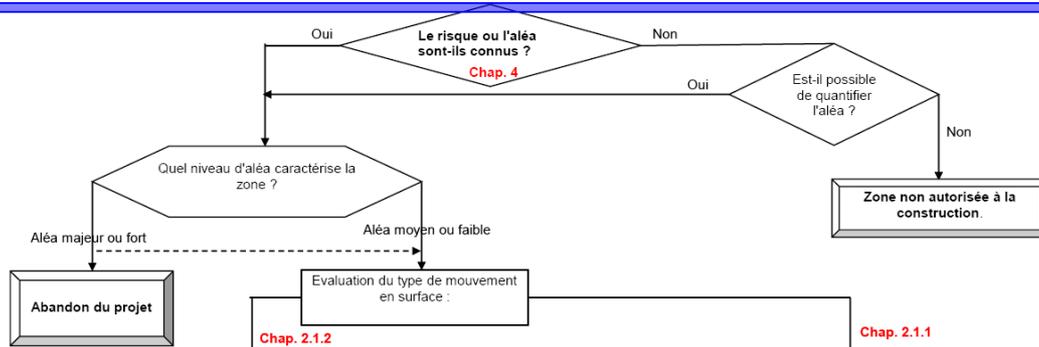
Cet arbre établit une procédure s'appuyant sur quatre éléments :

- la définition du contexte géo-anthropique ;
- l'évaluation des risques encourus ;
- les conséquences éventuelles pour l'ouvrage ;
- les dispositions constructives susceptibles de rendre l'ouvrage résistant aux sollicitations parasites en provenance du sous-sol.

L'arbre a été conçu pour que son utilisation soit aussi aisée que possible. Les réponses aux différentes interrogations qui le constituent permettent de cheminer dans les branches concernées pour déboucher, dans le meilleur des cas, sur des solutions techniques. Chaque question est associée à un numéro de chapitre auquel il conviendra de se reporter pour obtenir les détails relatifs au sujet concerné.

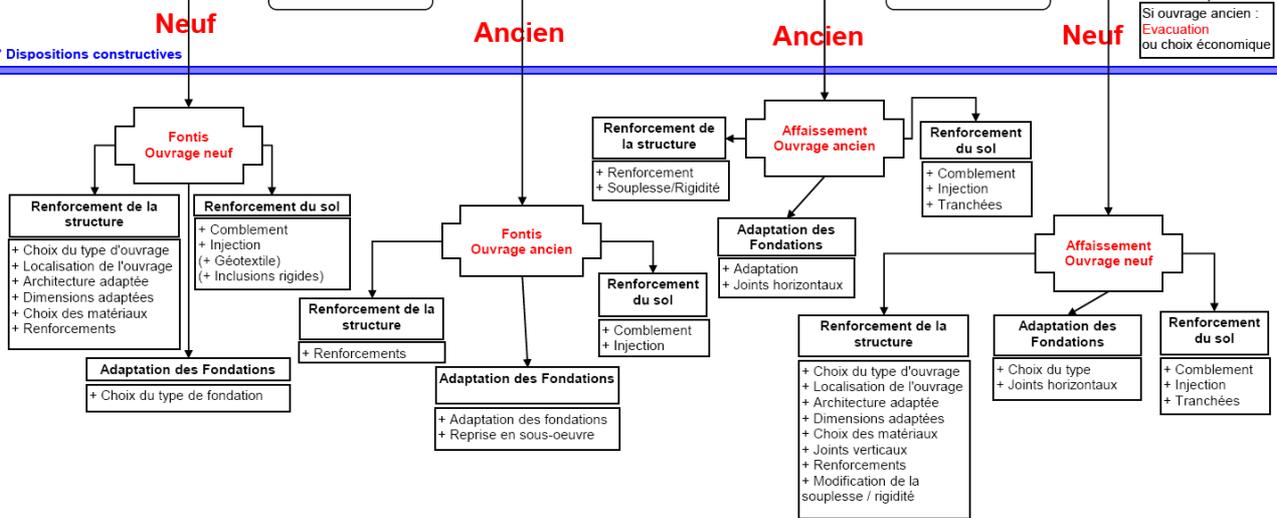
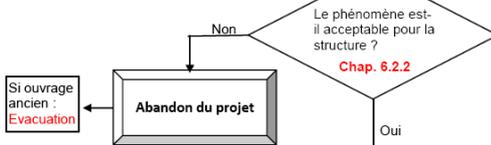
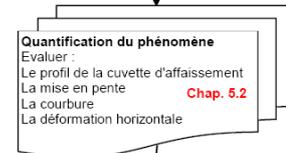
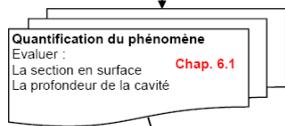
Dans un certain nombre de cas, le site ne pourra être retenu, ce qui conduira à l'abandon du projet (sur ce site).

Dans le cas contraire, la principale difficulté résidera dans le fait que plusieurs choix techniques sont envisageables. Même si certaines solutions techniques sont plus efficaces que d'autres, aucune quantification de l'apport des techniques sur la capacité de résistance de la structure n'existe. Pour guider le concepteur, un critère d'efficacité a donc été associé aux différentes techniques proposées. Ce critère est représenté par des croix (+). 5 croix correspondent au choix technique le plus efficace. Les croix ne doivent pas être considérées comme cumulatives.



Type Fontis

Type affaissement



(*) connus : c'est à dire identifiés officiellement ou formellement, dans le cadre d'un Plan de Prévention des Risques (PPR), une étude géotechnique, un porté à connaissance ou un ancien sinistre.

Rappel : Cet arbre ne doit être utilisé que si la solution optimale du remblayage ou du confortement des vides souterrains ne peut, pour des raisons techniques, économiques, patrimoniales ou archéologiques, être employée.

4 EVALUER LE CONTEXTE GEO-ANTHROPIQUE

La connaissance de l'histoire d'un site, aussi bien en surface qu'en sous-sol, est essentielle à la bonne prise en compte des problèmes potentiels qui pourront être rencontrés à terme. Cette connaissance peut être acquise par la consultation de dossiers administratifs et/ou techniques, auprès des administrations compétentes (Communes, DRIRE, etc.) ou des industriels concernés. Elle peut être significativement améliorée par la réalisation d'une étude géotechnique, indispensable aux experts.

Elle peut également s'appuyer, lorsqu'elle existe, sur la cartographie réglementaire du plan de prévention des risques (PPR) qui délimite les zones exposées aux risques, dites « zones de danger », en tenant compte de la nature et de l'intensité du risque encouru, et les zones, dites « zones de précaution », qui ne sont pas directement exposées aux risques mais où des constructions, des ouvrages, des aménagements ou des exploitations agricoles, forestières, artisanales, commerciales ou industrielles pourraient aggraver des risques ou en provoquer de nouveaux.

Le type de mouvement (Fontis ou Affaissement) et l'évaluation des paramètres physiques associés doivent alors être étudiés. C'est l'objet des chapitres suivants.

5 EVALUER LE RISQUE POUR UN AFFAISSEMENT

Les méthodes proposées s'appliquent principalement aux cavités d'origine humaine (principalement les mines ou les carrières et marnières lorsque leur profondeur d'exploitation est importante (de l'ordre de plusieurs dizaines de mètres)). Dans la plupart des cas, le paramètre d'entrée des formulations est l'affaissement maximal au centre de la cuvette A_m . Pour évaluer la valeur de A_m , pour une zone d'aléa homogène, certaines données telles que la largeur du vide W , la profondeur H , le taux de défrètement τ et la sollicitation dans les piliers peuvent s'avérer nécessaires.

5.1 EVALUATION DE L'AFFAISSEMENT MAXIMAL A_m AU CENTRE DE LA CUVETTE

Le calcul détaillé du paramètre A_m , affaissement maximal au centre de la cuvette est décrit en Annexe 2. La détermination de ce paramètre, bien que s'appuyant sur une approche empirique, assez explicite, est difficile. Elle doit tenir compte de la grande multiplicité des cas rencontrés, notamment en termes :

- de profondeurs d'exploitation, avec ou sans niveaux multiples, inclinés ou non, plus ou moins bien superposés ;
- de taux de défrètement, pour des configurations simples en mailles ou complexes, avec des piliers répartis de manière irrégulière ;
- de sollicitations au droit des zones exploitées, tenant compte des zones dépilées, superposées ou non ;
- d'extension latérale de la zone exploitée, en lien avec la profondeur ;

- d'ouverture (hauteur exploitée non remblayée) qui peut varier d'un point à un autre de l'exploitation (présence de remblais).

5.2 EVALUER LES MOUVEMENTS EN SURFACE

On présente dans cette partie les méthodes de prévision de la cuvette d'affaissement (déplacement vertical), de la pente, de la courbure et de la déformation horizontale induites en surface par des mouvements provenant du sous-sol. Des études récentes ont montré que les paramètres « pente du terrain » et « déformations horizontales du sol » sont prédominants dans les mécanismes d'altération des structures.

5.2.1 Prévision de la courbe d'affaissement

Les méthodes sont multiples. Elles s'appuient sur des considérations théoriques et/ou empiriques et se concrétisent par des formules mathématiques, des abaques ou des logiciels informatiques permettant de prendre en compte un grand nombre d'aspects. En Annexe 3, les formules mathématiques qui pourront être utilisées ont été listées. Les symboles sont définis sur la Figure 2. On constate la très grande diversité des formules proposées par les auteurs, même si ces formules appartiennent à des familles identifiables.

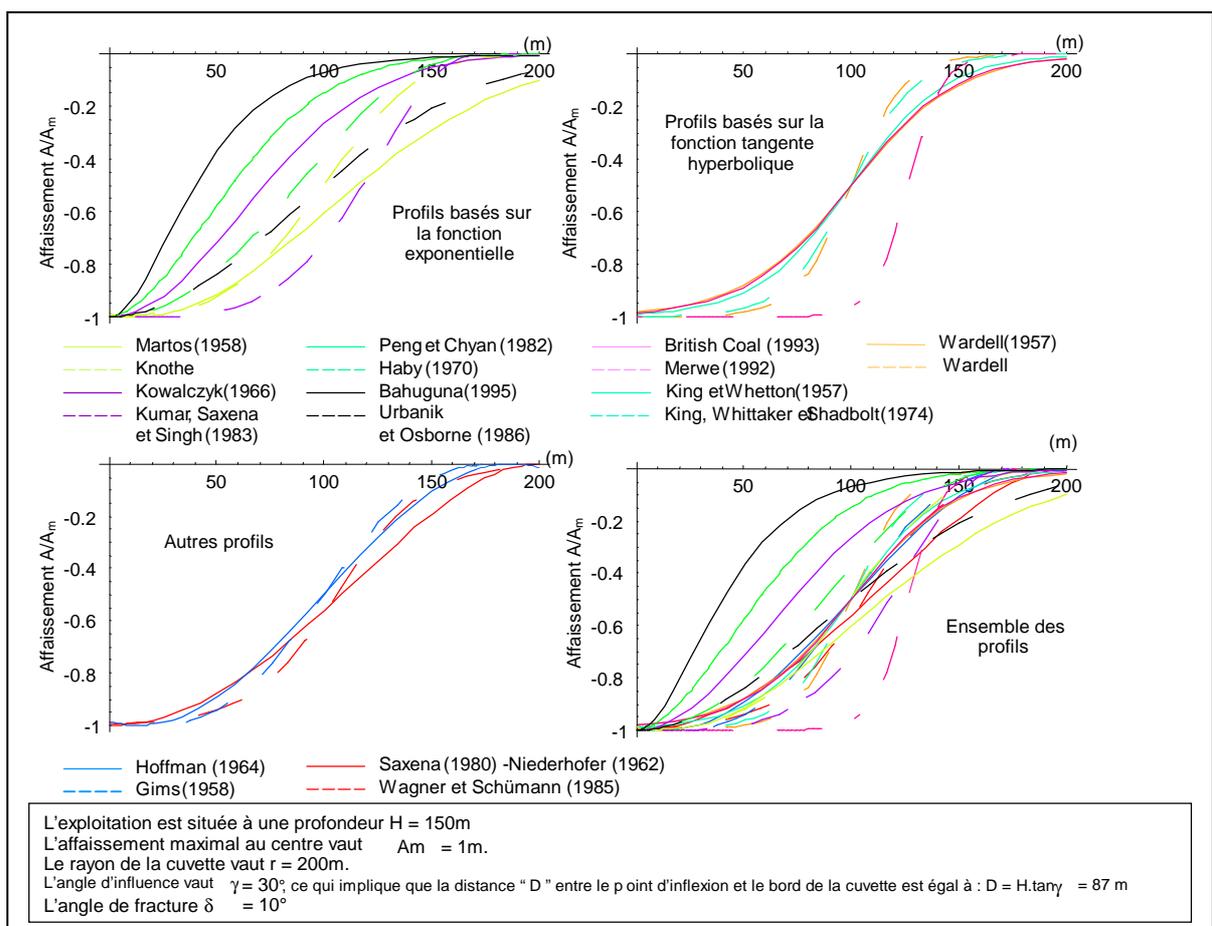


Figure 11 : Représentation graphique des formules de l'affaissement vertical de l'annexe 3 (Deck, 2002)

La Figure 11 représente l'ensemble de ces fonctions pour un certain nombre de grandeurs fixées. Il apparaît clairement l'impossibilité de définir une règle univoque, indépendante du site. **Seule la connaissance régionale peut permettre d'effectuer le choix judicieux de la formulation, d'où l'importance de confier la tâche de prévision de la courbe d'affaissement à un organisme ayant une très bonne connaissance du site étudié.**

5.2.2 Prévision de la pente du terrain

La pente du terrain peut, avant tout, être estimée en tout point en dérivant les fonctions théoriques de l'affaissement vertical. Cependant, l'opération en elle-même définit une fonction ayant une forte variabilité. Il est donc souhaitable d'estimer également l'amplitude maximale de la pente à l'aide de considérations empiriques. Les formules proposées dans le Tableau 1 sont toutes de la même forme. La pente maximale, et ce sera le cas également pour la déformation maximale, est proportionnelle au rapport entre l'affaissement maximal (parfois l'ouverture de l'exploitation⁶) et la profondeur de l'exploitation. L'ouverture de l'exploitation et l'affaissement maximal sont, en réalité, fortement corrélés, mais leur relation dépend également de la méthode d'exploitation, des terrains sus-jacents et de la profondeur des travaux.

On observe en réalité une très grande variabilité des facteurs de proportionnalité, **révélatrice de l'hétérogénéité** des bassins miniers, au niveau des couches géologiques présentes, mais également des méthodes d'exploitation, éventuellement du traitement des vides, et de leur profondeur. **Ces coefficients n'ont de sens que pour un site précis et devront être définis par un expert.** Ils permettent malgré tout d'évaluer l'ordre de grandeur de la pente maximale couramment observée lors d'un affaissement. A titre d'exemple, pour une profondeur H de 150 m et un affaissement maximal de 1 m, la pente maximale est de l'ordre de 2 %.

Auteurs	Pays	Formule
Prévision de l'amplitude maximale de la pente		
Wagner et Schümann (1991)	Afrique du Sud	$P_{max} = 1,5.O/H$
Wagner et Schümann (1991)	Angleterre	$P_{max} = 2,75.O/H$
Salamon, cité par Wagner et Schümann (1991)		$P_{max} = 3,02.O/H$
Kratzsch (1983)		$P_{max} = K.Am/H$ K = 1 (Ruhr) ; 1,6 (Pologne) ; 3,4 (Angleterre)
King, Whittaker et Shadbolt (1974)	Angleterre	$P_{max} = 2,5. Am/H$
Orchard et Allen (1965)	Angleterre	$P_{max} = 3,43. Am/H$ si $W=0,45 H$ $P_{max} = 2,75. Am/H$ si $W>0,45 H$
Pmax : pente maximale [%]		Am : affaissement maximal au centre de la cuvette [m]
O : ouverture de l'exploitation [m]		H : profondeur de l'exploitation [m]

Tableau 1 : Formules mathématiques permettant de reproduire le profil de la pente d'une cuvette d'affaissement, ou d'en estimer la valeur maximale.

⁶ Ouverture : hauteur exploitée non remblayée.

5.2.3 Prévision de la courbure du terrain

De même que pour l'estimation de la pente, la courbure peut être directement estimée à partir des fonctions théoriques du profil d'affaissement vertical.

Au même titre que la pente définie par la dérivation de l'affaissement, la courbure, ainsi calculée, aura une variabilité très importante. La Figure 12 montre la représentation graphique de la dérivée seconde des formules de l'affaissement vertical. Elle illustre le fait que les dérivées secondes de certaines fonctions s'éloignent très nettement du profil théorique de la courbure (Figure 2). Le Tableau 2 regroupe les différentes formules empiriques, qui correspondent toutes à des exploitations d'aire critique⁷.

Auteurs	Pays	Formule
Prévision de l'amplitude maximale		
Kratzsch (1983)		$R_{min} = K.H^2/A_m$ $K = 0,05 \text{ à } 0,3$
Yokel, Salamon et Gray (1982)	bassins miniers d'URSS et bassins miniers anglais (National Coal Board)	$R_{min} = 0,172.H^2/A_m$ (ex-URSS) $R_{min} = 0,077.H^2/A_m$ (National Coal Board)
Proust (1964)		$R_{min} = 0,1.H^2/A_m$
R_{min} : rayon minimal [m] A_m : affaissement maximal au centre de la cuvette [m] H : profondeur de l'exploitation [m]		

Tableau 2 : Formules mathématiques permettant d'estimer la valeur minimale du rayon de courbure d'une cuvette d'affaissement

Les différents auteurs s'accordent pour exprimer le rayon de courbure minimal en fonction du rapport H^2/A_m . De même que pour la pente maximale, les coefficients choisis sont intimement liés au site considéré et ont peu d'utilité dans l'absolu, sinon pour estimer l'ordre de grandeur du rayon minimal. En l'occurrence, pour une profondeur H de 150 m et un affaissement maximal de 1 m, le rayon minimal est de l'ordre de 2000 m.

⁷ Voir en annexe 2 la notion d'aire critique.

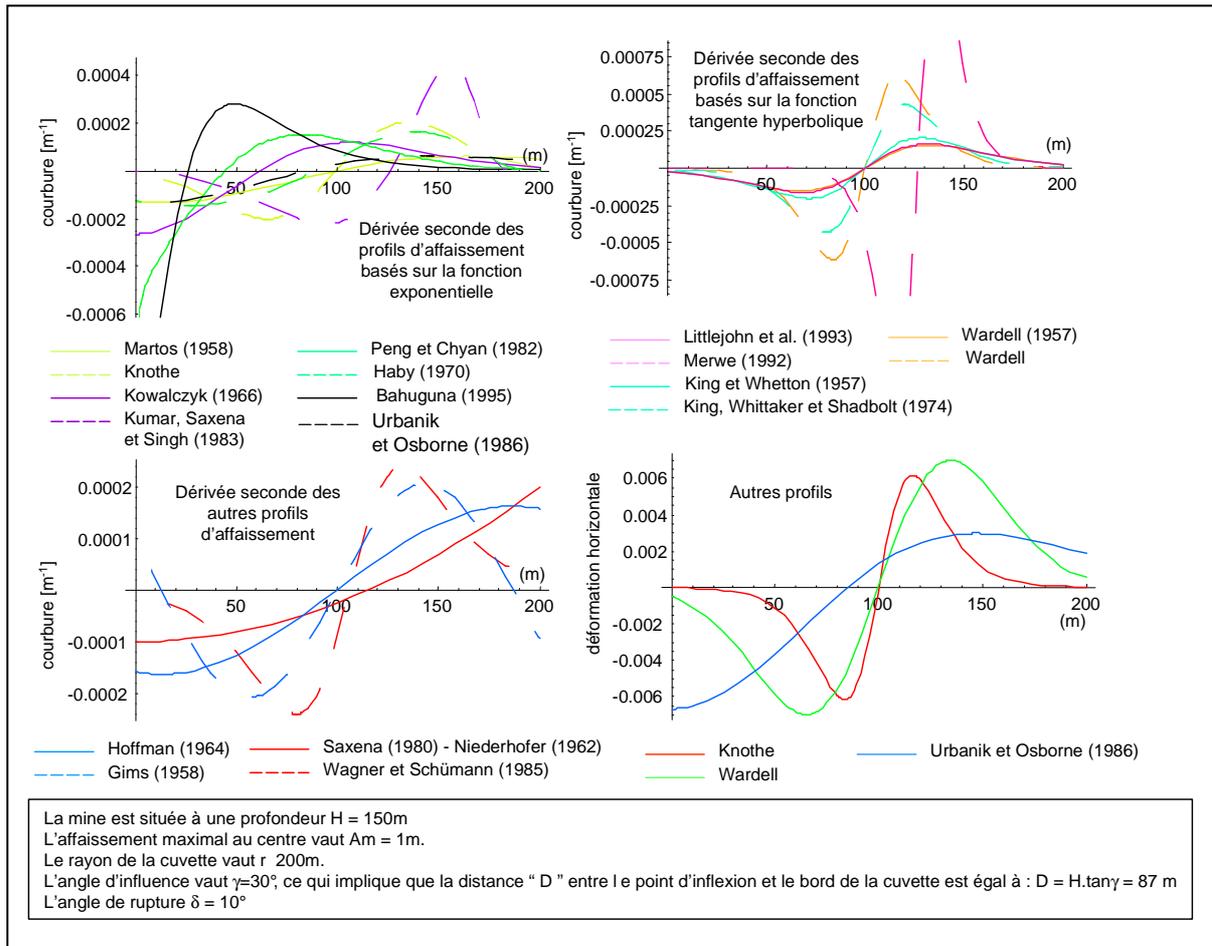


Figure 12 : Représentation graphique des formules de la déformation horizontale des terrains et de la dérivée seconde des formules mathématiques de l'affaissement vertical (Deck, 2002- Voir Annexe 3).

5.2.4 Prédiction de la déformation horizontale du terrain

• Prédiction par l'utilisation de formules :

Il est fondamental d'estimer la déformation horizontale puisqu'elle est responsable d'une grande part des dégradations. Elle est cependant difficile à quantifier et nombreux sont les auteurs qui se contentent d'en estimer la valeur maximale. En effet, contrairement aux autres mouvements du terrain qui pouvaient se déduire, théoriquement, des formules de l'affaissement vertical, il n'existe presque aucune formule empirique des déplacements horizontaux. Il existe cependant des équations de la déformation horizontale. Certaines profitent de la similitude de forme entre le profil de la courbure (fonction de la dérivée seconde de l'affaissement) et celui de la déformation horizontale pour exprimer la déformation en fonction de l'affaissement. Mais comme il a été spécifié au paragraphe précédent, concernant la courbure du terrain, l'action de dériver deux fois les fonctions d'affaissement vertical a pour effet d'amplifier leurs imprécisions. D'autres sont des formules empiriques, sans lien avec l'affaissement vertical.

Le Tableau 3 recense les formules et valeurs maximales des déformations horizontales du terrain "ε" et des déplacements horizontaux des terrains "U".

Toutes les formules correspondent à des exploitations d'aire critique. Afin de pouvoir comparer les formules des déformations et celles de la courbure, nous les avons tracées sur la Figure 12.

Les commentaires faits au chapitre précédent sur la prévision de la courbure restent valables. La déformation maximale est généralement supposée être proportionnelle au ratio A_m/H . Cependant, on observe une certaine diversité des coefficients de proportionnalité compris entre 0,06 et 2,2, alors que la plupart sont compris entre 0,5 et 1. Compte tenu des valeurs des paramètres choisis pour la représentation graphique, l'ordre de grandeur de la déformation horizontale peut être estimé à 0,005. Les valeurs maximales en zone de compression et en zone de traction ne sont pas nécessairement identiques et peuvent alternativement être supérieures l'une à l'autre.

5.2.5 Prévision des mouvements du terrain par l'utilisation d'abaques

Les abaques de prévision des mouvements sont de deux types. Les premiers sont une représentation superposée des profils d'affaissement verticaux, de déformation horizontale, de pente et de courbure. Les seconds sont une représentation de la valeur de certains facteurs de proportionnalité permettant, selon la configuration, d'estimer au plus juste les valeurs maximales des mouvements et déformations. Ces coefficients sont précisément ceux utilisés dans les formules des tableaux précédents et il est donc intéressant de les comparer.

Ces abaques sont regroupés en Annexe 4.

Auteurs	Pays	Formule
Fonctions théoriques		
Wardell, cité par Proust (1964)	Angleterre	$U = 0,18.Am/[\cosh(6.x/H)]^2$ $\varepsilon = 2,4.Am/H.tanh(6.x/H)/[\cosh(6.x/H)]^2$ $\varepsilon_{max} = 0,93.Am/H$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
Knothe, cité par Proust (1964)	Pologne	$U = [Am/(2\pi)^{1/2}].exp(-\pi.x^2/D^2)$ $\varepsilon = [Am.(2\pi)^{1/2}].x/r^2.exp(-\pi.x^2/D^2)$ $\varepsilon_{max} = 0,85.Am/H$
Urbanik et Osborne (1986)	Angleterre	$\varepsilon = -1/H.(V'.x+V)$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement V est l'affaissement vertical lu dans le Tableau 26 V' est la dérivée de l'affaissement
Prévision de l'amplitude maximale		
Wagner et Schümann (1991)	Afrique du Sud	$\varepsilon_{max} = 0,43 O/H$
Wagner et Schümann (1991)	Angleterre	$\varepsilon_{tmax} = 0,65 O/H$ $\varepsilon_{cmax} = 0,51 O/H$
Salamon (1974), cité par Wagner et Schümann (1991)		$\varepsilon_{tmax} = \varepsilon_{cmax} = 0,75 O/H$: coefficient théorique
Saxena et Singh (1980)	Indes	$\varepsilon_{cmax} = K'P_{max}$ $\varepsilon_{tmax} = K''P_{max}$ K, K', K'' : constantes
Kratzsch (1983)		$\varepsilon_{cmax} = K'.V_{y_{max}}/H$ $\varepsilon_{tmax} = K'' V_{y_{max}}/H$ K' = 0,5 (Ruhr) ; 1 (Pologne) ; 2,2 (Angleterre) K'' = 0,25 (Ruhr) ; 0,45 (Pologne) ; 0,8 (Angleterre)
Proust (1964)	France	$\varepsilon_{max} = 0,75.Am/H$
Whittaker et Reddish (1989)	Angleterre	$1/2.Am/H < \varepsilon_{tmax} < Am/H$ $Am/H < \varepsilon_{cmax} < 2.Am/H$ $\varepsilon = K.Am/H$ K : coefficient fonction du rapport W/H
Orchard et Allen (1965)	Angleterre	$0,25 < \varepsilon_{tmax}/\varepsilon_{cmax} < 1$: pour W/H < 0,6 $1 < \varepsilon_{tmax}/\varepsilon_{cmax} < 1,5$: pour W/H > 0,6
Orchard et Allen (1965)	Angleterre	$\varepsilon_{tmax} = K.Am/H$ K = 0,82 pour W/H = 0,45 K = 0,66 pour W/H > 1
Orchard et Allen (1965)	Angleterre	$\varepsilon_{cmax} = K'.Am/H$ K' = 2,2 pour W/H = 0,45 K' = 0,51 pour W/H > 1
Van der Merwe (1986)	Afrique du Sud	<u>Profil longitudinal (direction du sens d'avancement du front de taille) :</u> $\varepsilon_{tmax} = 1,12.Am/H$ $\varepsilon_{cmax} = 0,4.Am/H$ <u>Profil transversal (perpendiculaire au sens d'avancement du front de taille) :</u> $\varepsilon_{tmax} = 0,5.Am/H$ $\varepsilon_{cmax} = 1,28.Am/H$
Van der Merwe (1986)	Afrique du Sud	$\varepsilon_{tmax} = 0,25 \text{ à } 0,56.Am/H$ $\varepsilon_{cmax} = 0,06 \text{ à } 0,64.Am/H$
U : déplacement horizontal [m] D : distance entre le bord des travaux et le bord de la cuvette [m] Am = V _{max} : affaissement maximal au centre de la cuvette [m] P _{max} = Pente maximale de la cuvette [m] ε _{max} : déformation horizontale maximale (sans précision de la zone)		ε _{tmax} : déformation maximale de traction ε _{cmax} : déformation maximale de compression W : largeur de l'exploitation [m] H : profondeur de l'exploitation [m]

Tableau 3 : Formules mathématiques permettant de reproduire le profil de la déformation horizontale des terrains, ou d'en estimer la valeur maximale

5.2.6 Conclusion sur la quantification du risque pour un affaissement

A la lumière des multiples formulations ou méthodes proposées pour prédire les mouvements en surface, il apparaît clairement que le nombre de paramètres intervenant dans ce problème rend impossible la définition d'une règle simple, applicable dans tous les cas.

Cette problématique, dont les conséquences en surface peuvent s'avérer graves en cas d'utilisation de méthodes de prédiction inadaptées, doit donc être traitée en toute connaissance de cause. Elle devra donc être confiée à des professionnels, familiers des phénomènes concernés et ayant une bonne connaissance des mécanismes observés aux alentours du site étudié.

5.3 EVALUER LES CONSEQUENCES POSSIBLES POUR LES STRUCTURES

Lorsque les différents paramètres susceptibles d'affecter les structures de surface ont été estimés (à l'aide du chapitre 5.2), il convient de comparer les valeurs maximales attendues aux valeurs de seuils (Voir Chapitre 2.3.4).

Quatre cas peuvent alors se présenter :

- Cas 1 : aucune des valeurs prédites ne dépasse les valeurs de seuils ;
- Cas 2 : certaines prédictions dépassent les valeurs de seuils ;
- Cas 3 : toutes les prédictions dépassent légèrement les valeurs de seuils ;
- Cas 4 : toutes les prédictions dépassent très largement les valeurs de seuils.

Il convient alors de traiter chaque cas de manière adaptée.

5.3.1 Cas 1 : Aucune des valeurs prédites ne dépasse les valeurs de seuils

Hormis les dispositions constructives de bon sens, applicables aux zones minières ou d'exploitation, aucune disposition constructive particulière n'est nécessaire pour assurer la sécurité des personnes et la pérennité du fonctionnement de l'ouvrage. Toutefois, pour limiter les phénomènes mineurs qui risquent d'apparaître (fissures par exemple), certaines précautions peuvent être prises. La plus simple consiste en la réalisation d'une tranchée périphérique, remplie de matériau très compressible. Il convient toutefois de rappeler ici que la grande majorité des ouvrages neufs présente des fissures qui peuvent être liées à toutes sortes de phénomènes sans rapport avec un affaissement minier (retrait du béton, dessiccation ou gonflement de l'argile, etc.).

5.3.2 Cas 2 : Certaines prédictions dépassent les valeurs de seuils

Il est important de rappeler que, bien que chacun des phénomènes étudiés puisse être à l'origine de désordres sur les structures, les déformations horizontales et la mise en pente constituent les deux phénomènes les plus préjudiciables.

Aussi, dans le cas où les prédictions de ces deux paramètres s'avèreraient supérieures aux valeurs de seuils, on se reporterait au cas 3 ou 4.

Dans le cas contraire, il conviendra d'appliquer des dispositions constructives adaptées au phénomène dont on souhaite s'affranchir (Voir le chapitre 7).

5.3.3 Cas 3 : Toutes les prédictions dépassent légèrement les valeurs de seuils

Il convient de définir la notion de « légèrement ». En effet, bien qu'une quantification précise soit très difficile, il est possible d'estimer grossièrement l'augmentation de sollicitations induites dans une structure par les mécanismes les plus pénalisants :

- Concernant la variation de longueur du sol, une variation de 2 mm/m en compression représente pour une poutre en béton, dans l'hypothèse théorique ou tout serait intégralement retransmis, une variation brute de contrainte de 40 MPa, ce qui correspond à une contrainte supérieure à la résistance en compression pour un béton standard (pour la traction, il est nécessaire de connaître le pourcentage d'acier). Compte tenu du niveau de dégradation observé sur les ouvrages pour cette déformation du sol, il apparaît évident que seule une partie de la déformation du sol est transmise à l'ouvrage. Un raisonnement simpliste s'appuyant sur la similitude avec les ouvrages de soutènement permet de proposer un coefficient de frottement sol/béton de 2/3, ce qui réduirait d'autant la contrainte dans le béton (soit 27 MPa, valeur encore élevée mais qui justifierait pleinement la fissuration observée). Bien que jouant un rôle, la plastification du sol n'est pas intégrée dans ce raisonnement. D'un point de vue mécanique, la fissuration en compression permet à la structure de libérer une partie de la contrainte encaissée à cause du phénomène parasite pour continuer de fonctionner et reprendre les charges pour lesquelles elle est initialement prévue. Attention, le coefficient de sécurité de l'ouvrage est alors réduit.

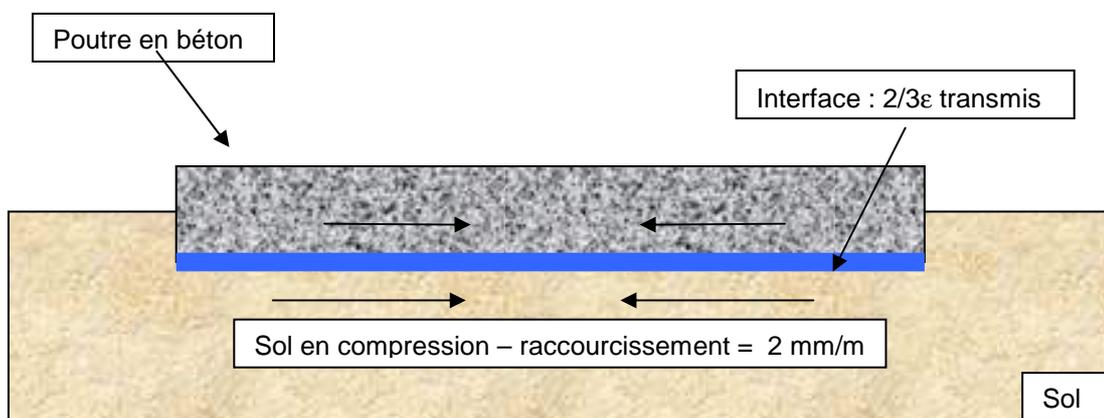


Figure 13 : Illustration de la transmission partielle de la déformation dans la structure

- En ce qui concerne l'effet d'une mise en pente de 1%, qui correspond approximativement à 1 degré, un calcul simpliste, mené pour un bâtiment de 6 m de hauteur appuyé sur des poteaux de section carrée, de côté « a », montre qu'un poteau initialement chargé à 0,5 fois la contrainte limite subit une contrainte d'environ 2 fois la contrainte limite pour une valeur de $a = 0,2$ m et plus de 3,5 fois la contrainte limite pour $a = 0,1$ m ! Compte tenu des moments engendrés par la mise en pente, on imagine ainsi pourquoi ce paramètre est aussi important. Cette approche simplifiée néglige toutefois les multiples liens hyperstatiques (et la plasticité) qui existent entre les poteaux, les poutres et les dalles, elle n'a qu'une vocation d'illustration du propos.

On comprend que la notion de dépassement de ces valeurs limites doit être intimement associée aux techniques de construction des ouvrages. Ainsi, un ouvrage fondé sur un type de fondation dissociée de l'ouvrage lui-même subira une faible proportion de la déformation du sol. De même, une structure rigide très fortement ferrailée (surdimensionnée pour des charges habituelles) pourra encaisser une augmentation de contrainte conséquente.

Dans ce contexte, et compte tenu de l'absence de retour d'expérience, il convient de rester prudent en limitant le dépassement de ces valeurs seuils à +25/+30% (limite du « sans toutefois les dépasser fortement »).

Ainsi, on pourra considérer qu'une structure correctement conçue⁽⁸⁾ pourra continuer à fonctionner sans risque majeur pour les personnes jusqu'à des valeurs de :

- 2,5 mm/m de variation de longueur du sol ;
- 1,0 % de mise en pente.

Bien sûr, des désordres mineurs pourront toutefois apparaître. Il pourra s'agir par exemple de fissurations non préjudiciables ou des déformations légères des portes et/ou des fenêtres.

On retiendra la différenciation qu'il est nécessaire de faire entre les ouvrages futurs et les ouvrages existants. Ainsi, cette « souplesse » dans les valeurs de seuils pourra être plus facilement acceptée dans le cas des ouvrages existants, alors que, pour les ouvrages futurs, on cherchera à être plus exigeant.

5.3.4 Cas 4 : Toutes les prédictions dépassent très largement les valeurs de seuils

Compte tenu des sollicitations attendues, la zone d'étude **ne peut pas accueillir de projet de construction**. En effet, tout affaissement du sol se solderait irrémédiablement par une altération importante, voire majeure de la structure, avec des conséquences potentiellement irréversibles pour les biens et les personnes.

Dans le cas d'un ouvrage existant, il conviendra de définir s'il est économiquement préférable d'appliquer les techniques de renforcement les plus lourdes, sans garantir la sauvegarde de l'ouvrage, ou s'il s'avère plus judicieux de déplacer les enjeux en reconstruisant dans un lieu plus sûr.

⁸ C'est-à-dire une structure intégrant les dispositions constructives faisant l'objet du chapitre 7.

6 EVALUER LE RISQUE POUR UN FONTIS

6.1 EVALUER LES MOUVEMENTS EN SURFACE

Il existe quatre catégories de méthodes de prévision des mouvements de surface pour le cas des fontis :

- les méthodes empiriques ;
- les méthodes analytiques ;
- les méthodes numériques ;
- les méthodes mixtes, s'inspirant des 3 précédentes.

Toutes doivent s'appuyer sur des données de terrain, et notamment sur les informations disponibles (Voir chapitre 4).

6.1.1 Méthodes empiriques

Elles sont essentiellement basées sur des retours d'expérience et des mesures réalisées à partir de nombreux cas de fontis survenus dans diverses carrières exploitées. Ces méthodes examinent la nature des terrains de recouvrement et des vides souterrains ainsi que la présence d'eau. A partir de ces observations, on formule un jugement vis-à-vis de l'aléa « fontis » mais on ne le quantifie pas.

Les observations et l'analyse des cas rencontrés permettent donc d'établir des formules empiriques ou semi-empiriques pour estimer la probabilité d'effondrement du cas traité. En général, les diagnostics correspondants permettent au mieux :

- de déterminer la forme de la cloche d'éboulement à partir de données statistiques (basées sur les observations de différents cas de fontis rencontrés), par une forme comme celle donnée par Vachat⁹ (1982) pour les carrières de Calcaire Grossier du Bassin Parisien (Figure 14). L'estimation des caractéristiques de la forme de la cloche d'éboulement concerne généralement :
 - l'angle (α) à la base de cloche ;
 - le coefficient de forme (α_f) de la cloche (l'angle (α) et le coefficient (α_f) permettent de tracer l'allure de la cloche) ;
 - le ratio (D/ϕ) entre le diamètre (D) à la base de la cloche et le diamètre (ϕ) du fontis en surface;
- de donner une valeur approximative limite de la hauteur maximale du recouvrement, ou du ratio entre la profondeur de la carrière et l'ouverture exploitée (H/O). Au-delà de cette valeur, le risque d'apparition de fontis resterait très faible.

⁹ s'applique principalement pour les exploitations par hagues et bourrage.

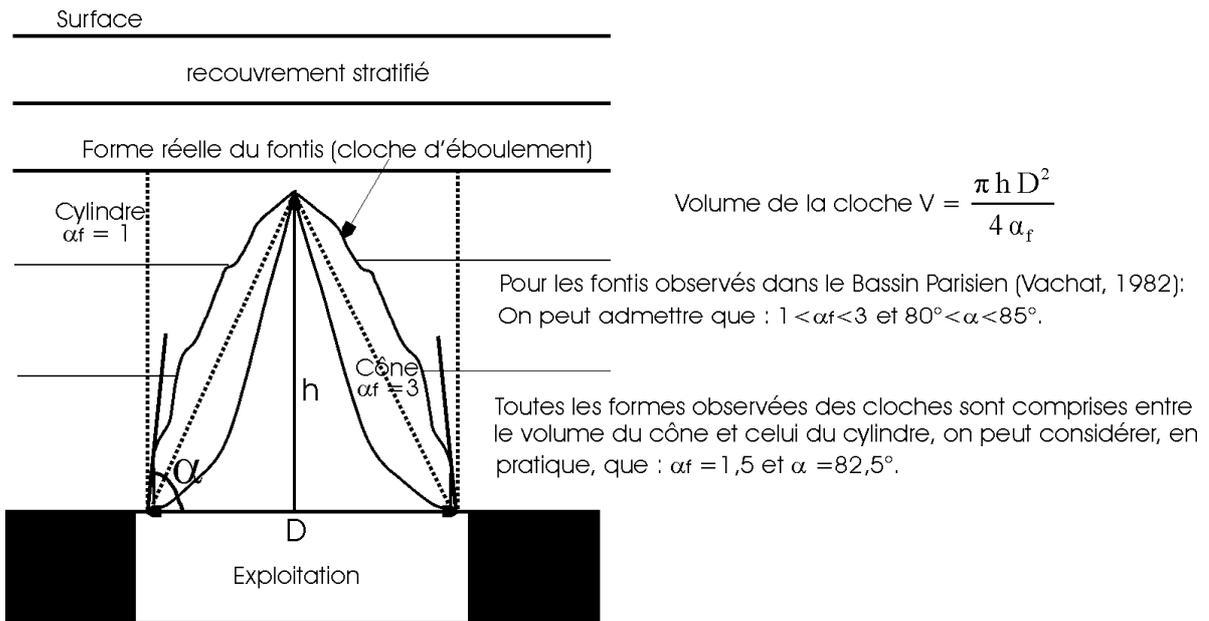


Figure 14 : Caractéristiques géométriques de la cloche d'éboulement.

En l'absence d'informations géotechniques précises concernant le recouvrement dans un bassin où l'on dispose de formules empiriques, ces méthodes sont considérées comme les mieux adaptées à l'évaluation de la probabilité d'apparition de fontis et de leur intensité [Thorin, 1995].

Les paramètres de prévision de la forme de cloche d'éboulement (l'angle (α), le coefficient de forme (α_f) ou le ratio (D/ϕ)) dépendent des propriétés géomécaniques et de la géométrie des vides dans chaque zone étudiée. Par conséquent, la prévision de l'aléa « fontis » et ses caractéristiques doivent en tenir compte [Salari Rad, 1998]. Dans certains cas, correspondant à des contextes géologiques complexes (présence de failles, eaux souterraines...), ces méthodes donnent des résultats très incertains, car ces facteurs ne sont pas explicitement pris en compte.

Bien qu'elles soient pragmatiques, ces approches ne s'avèrent donc généralement pas très précises et se limitent à des régions géologiquement bien déterminées et connues. En outre, ces méthodes nécessitent une grande quantité de données dont on ne dispose pas toujours.

6.1.2 Méthodes analytiques

Ces méthodes sont en général basées sur la mécanique des milieux continus élastiques ou élasto-plastiques. Elles peuvent aussi s'appuyer sur la capacité d'autocomblement géométrique des cavités.

Dans le premier cas, les méthodes analytiques de prévision de l'apparition de fontis sont basées sur l'analyse de la stabilité du toit de l'excavation. Inspirées de la description concrète du site, elles reviennent donc à considérer les bancs du toit d'une galerie, à section rectangulaire creusée en terrains souvent stratifiés, comme des dalles ou poutres en flexion, et reposant sur la couche exploitée (Figure 15a et b).

Par un calcul de Résistance Des Matériaux (RDM), on peut déterminer l'erreur commise, sur les contraintes et déformations dans les bancs du toit, lorsqu'on néglige le calcul tridimensionnel et qu'on assimile le toit à une poutre et non à une dalle. Cette erreur peut être estimée en fonction du ratio B/a (longueur rapportée à la largeur de la dalle, Figure 15). On peut diviser les cas possibles en deux catégories [Timoshenko, 1968] ; [Tincelin et Sinou, 1962] ; [Mandel, 1959] :

- si $B/a > 2,5$: l'assimilation des dalles à des poutres peut être jugée acceptable (quand B/a tend vers l'infini, la distribution des contraintes et des déformations dans une dalle est identique à une poutre) ;
- si $1 \leq B/a \leq 2,5$ (cas fréquent dans les carrières) : une telle assimilation peut induire des erreurs. Quand $B = a$, on commet une erreur d'environ 40% sur la distribution des contraintes.

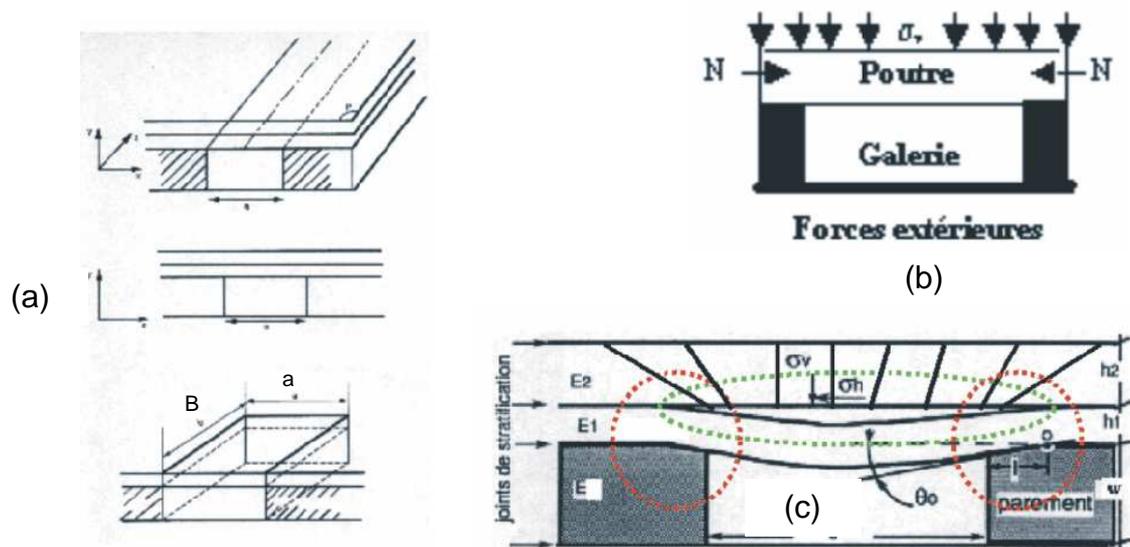


Figure 15 : Concept général des méthodes analytiques de prévision de risque d'apparition de fontis

Dans le second cas, on cherche à estimer la capacité de l'autocomblement des terrains vis-à-vis de la propagation vers la surface d'un vide localisé. Cette méthode simple permet d'estimer les paramètres spécifiques du fontis attendu, à savoir sa hauteur et son extension. En annexe 5, on présente un extrait des formulations analytiques.

Dans des cas où les différents facteurs de complexité sont susceptibles d'influencer fortement les résultats, les méthodes analytiques ne suffisent plus à ce type d'analyse. Elles donnent en effet des résultats éloignés de la réalité et des observations.

6.1.3 Méthodes de modélisation numérique

Les problèmes de mécanique des roches, pour lesquels aucune solution analytique n'existe, peuvent être abordés par la modélisation numérique.

On notera cependant, même si la modélisation numérique est un outil considérablement plus puissant que la modélisation physique et analytique [Mitri, 2001], que les modèles numériques ne fournissent encore que des solutions approximatives aux problèmes. En se basant sur différentes lois de comportement des matériaux, ils peuvent tenir compte de la géométrie du vide, de la coupe géologique des terrains et des discontinuités naturelles tels que les failles et les diaclases, des charges dynamiques, et de l'influence de l'eau souterraine.

6.1.3.1 Méthode des éléments finis (MEF).

Cette méthode est basée sur une discrétisation du massif rocheux en sous-domaines appelés éléments continus. Elle permet de tenir compte avec précision de la géométrie réelle de l'ouvrage, de l'hétérogénéité et de l'anisotropie des terrains et des contraintes aux limites et initiales [Piguet, 1983] ; [Arif, 1991].

Cette méthode est très performante lorsqu'il s'agit d'étudier la répartition des contraintes au voisinage d'une excavation en terrain non fracturé. Sa limitation majeure est de ne pas pouvoir tenir compte aisément des discontinuités du massif rocheux.

La modélisation par EF se trouve donc limitée par la difficulté d'introduire de nombreuses fractures et de simuler leur propagation jusqu'à l'apparition d'un fontis à la surface. Par conséquent, elle n'est pas bien adaptée à la prévision de l'apparition de fontis pour les exploitations en massif rocheux stratifié et fracturé.

6.1.3.2 Méthode des éléments distincts (MED)

Développée par Cundall (1971), cette méthode est bien adaptée aux massifs rocheux fracturés car elle est fondée sur la modélisation du massif rocheux comme milieu discontinu formé par l'assemblage de blocs, délimités par des discontinuités, dont on cherche à étudier la stabilité [Ennour, 1990 ; Kheder, 1996 ; Salari Rad, 1998 ; Mitri, 2001...].

Pour tenir compte des discontinuités qui sont représentées sous forme de joints, il faut introduire, d'une part leur géométrie (déterministe et/ou aléatoire) et, d'autre part, leur comportement (raideurs tangentielle JK_S et normale JK_n , assimilables à des ressorts associés à des patins).

6.1.3.3 Méthodes de l'équilibre limite

Les méthodes de l'équilibre limite sont également utilisées pour traiter les milieux discontinus. Il existe principalement deux sous-méthodes basées sur l'analyse de l'équilibre limite de blocs isolés :

1. la méthode d'analyse des blocs clés [Goodman, 1989] : elle permet d'analyser la stabilité de blocs isolés et également le mouvement des blocs autour des excavations dans un massif rocheux fracturé divisé en blocs-clés susceptibles de tomber sous l'effet de leur propre poids. Les principales étapes de l'analyse consistent à définir la géométrie des blocs autour d'un ouvrage souterrain ou à ciel ouvert et, par la suite, à étudier leur comportement mécanique [Kheder, 1996] ;

2. la méthode vectorielle de Warburton [Warburton, 1988] : c'est une méthode améliorée et dérivée de la première. Son principe consiste à étudier les mouvements de translation des blocs. Chacun des blocs est délimité par l'ensemble de ses faces. Les faces sont dites fixées si elles représentent des contacts entre blocs. Les faces en contact avec une excavation sont dites libres [Kheder, 1996].

Cependant, les méthodes de l'équilibre limite sont appliquées sur les milieux rocheux initialement très fracturés. Ces méthodes restent peu fiables pour l'étude des instabilités en galeries souvent rectangulaires et pour des terrains peu fracturés tant qu'elles ne tiennent pas compte de la répartition des contraintes tangentielles à l'excavation qui sont loin d'être négligeables [Ennour, 1990]. En outre, ces méthodes ne sont pas applicables aux cas de recouvrement stratifié non fracturé.

6.1.4 Bilan synthétique des trois familles de méthodes

Les trois méthodes présentées pour la prévision de la remontée de fontis ne présentent pas toutes les mêmes caractéristiques et donc les mêmes intérêts. Le Tableau 4 synthétise les données nécessaires pour la réalisation du calcul, les résultats, les avantages, les inconvénients de chaque méthode, et l'utilisation la plus pertinente.

Méthodes	Données	Résultats	Avantages	Inconvénients	Meilleure utilisation
Empiriques ou semi-empiriques	L, w, H et D	ϕ, h et α	Rapides ; correspond aux observations Peu de données	Imprécises dans des cas complexes (failles, séisme, charges dynamiques...) Nécessitant une grande expérience	Pré-étude Connaissanc e du site et des cas similaires
Analytiques	$R_{ti}, R_{ci}, \tau_{xyi},$ ρ_i, e_i et L	T_i, M_i, D, ϕ et α	Rapides Peu de données Localisation de la rupture au niveau des bancs	Géométries simples Imprécises dans des cas spéciaux (failles, eau, séisme, charges dynamiques...) Calcul imprécis (rigidité des appuis, décollement entre bancs)	Localisation de la rupture au niveau des bancs pour des cas simples. Pour des cas complexes : besoin d'améliorer leurs résultats

Méthodes	Données	Résultats	Avantages	Inconvénients	Meilleure utilisation
Numérique s ¹⁰ (MED)	$E_i, \nu_i, R_{ti},$ $C_i, \phi_i, \tau_{xyi},$ ρ_i, e_i, w, H et L JKn_j, JKs_j	Contraintes normales et tangentielles Localisation des zones de rupture suivant un critère prédéfini	Précises en localisant les zones de ruptures Cas simples et spéciaux	Maîtrise d'outils Coûteuses (données et temps) Pas de génération de fractures	Cas complexes et étude de sensibilité (besoin de génération de fractures)

Tableau 4 : Tableau de synthèse des méthodes (empiriques, analytiques et numériques) de prévision des risques de fontis

Avec :

L : largeur de la galerie,
 w : ouverture de la galerie,
 H : hauteur du recouvrement,
 E_i : module d'Young du banc (i) avec $i = 1 \dots, n$ où n le nombre de bancs du recouvrement allant du bas-toit jusqu'à la surface ;
 C_i, ϕ_i : cohésion et angle de frottement
 ν_i : coefficient de poisson du banc (i) ;
 ρ_i : masse volumique du banc (i) ,
 e_i : épaisseur du banc (i) ;
 ϕ : diamètre du fontis en surface ;

h : hauteur de la cloche d'éboulement,
 α : angle à la base de la cloche d'éboulement,
 D : diamètre à la base de la cloche d'éboulement ;
 R_{ti} = la résistance de traction du banc (i) ,
 R_{ci} = résistance de compression du banc (i),
 τ_{xyi} = résistance de cisaillement du banc (i),
 T_i : effort tranchant du banc (i),
 M_i : moment fléchissant du banc (i) ;
 JKn_j, JKs_j : raideurs normale et tangentielle des joints de stratification et des fractures.

6.1.5 Méthodes mixtes

Une méthodologie de prévision, s'appuyant sur les trois méthodes classiques, a été proposée par Abbass Fayad (2004). Elle est présentée en Annexe 6.

6.2 EVALUER LES CONSEQUENCES POSSIBLES POUR LES STRUCTURES

L'analyse des conséquences induites en surface par les fontis s'appuie sur une approche observationnelle basée sur le retour d'expérience d'ouvrages endommagés. On présente ci-après les conséquences principales du phénomène étudié sur les structures.

6.2.1 Conséquences du phénomène de fontis

En fonction de l'extension des fontis en surface, on peut différencier classiquement trois types de fontis :

- de faibles dimensions (diamètre < 5 m) pouvant être nombreux et adjacents (Figure 16a) ;
- de moyennes dimensions ($5 \text{ m} \leq \text{diamètre} \leq 10 \text{ m}$, Figure 16b) ;
- de grandes dimensions (diamètre > 10 m).

¹⁰ Les méthodes numériques sont celles dites par éléments distincts (MED). Les autres méthodes numériques sont moins adaptées pour ce type d'étude de risque.

En général, les dommages associés à ces fontis sont importants : dégradation partielle (Figure 17a) ou complète (Figure 17b) des ouvrages superficiels (maisons, ouvrages d'art, usines...) ou des infrastructures (routes, tuyaux, canalisations, Figure 18).

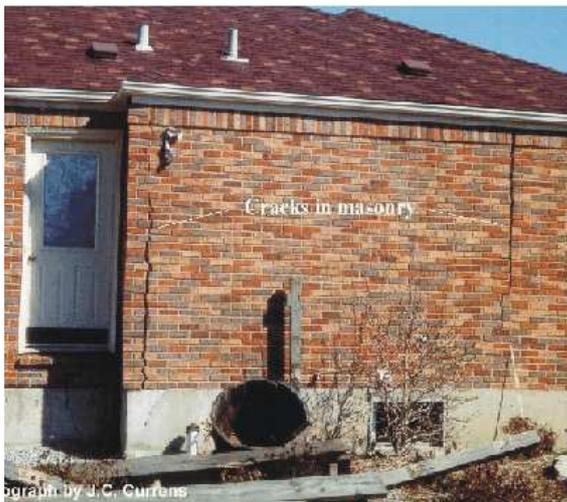


(a)



(b)

Figure 16 : Différents types d'occurrence de fontis



17-a : dégradation partielle (architecturale)¹¹



17-b : dégradation lourde (complète)¹²

Figure 17 : Types de dégradations des structures affectées par l'apparition de fontis à la surface

¹¹ Les fractures dans la maçonnerie montrent les dommages provoqués par l'occurrence d'un fontis sous cette maison située près de Louisville, K.Y. La réparation des dommages a coûté plus de 40.000 €. Site Internet (image) : <http://www.uky.edu/KGS/water/general/karst/ksinkdamage.html>.

¹² Un fontis ($\phi = 15$ m et $P = 6$ m) s'est développé le 24/02/1994 (Allentown, Pennsylvania) sous une fondation du bâtiment causant une défaillance des poteaux adjacents : www.phillyblast.com/Allentown/acp-sh04.jpg.



Figure 18 : Différents types de dommages induits par des fontis.

Un effondrement partiel ou complet peut engendrer un danger direct ou indirect sur la sécurité publique. Il peut être à l'origine de destructions de maisons, d'interruptions d'activité, de pertes de production, d'accidents sur les routes, de ruptures de canalisations de gaz, de dégradations de voies ferroviaires, d'obstruction de voies de communication... [Bacchus, 2000 et note¹³].

Les conséquences de ces phénomènes dans les zones urbanisées peuvent être mortelles. On citera quatre exemples de la région parisienne :

- le 13 janvier 1953 à Bagnole, deux personnes sont retrouvées mortes suite à l'apparition d'un fontis (avec : $\phi = 9$ m et $P = 7$ m) ;
- le 22 décembre 1959, un camionneur est mort au volant de son véhicule à cause de l'apparition de fontis en forme de cheminée (avec : $\phi = 5$ m et $P = 20$ m) ;
- en 1991, la venue au jour d'un fontis ($\phi = 25$ m et $P = 12$ m) à Chanteloup-les-Vignes fit 1 mort ;
- le 31 mars 2001, un mort lors de l'effondrement ($\phi = 10$ m et $P = 25$ m) du perron d'une maison à Neuville-sur-Authou.

¹³ Données tirées du site Internet du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable. L'information est citée sur Internet : www.environnement.gouv.fr/dossiers/risques/risques-majeurs/p29.htm

6.2.2 Valeurs de seuils

Bien qu'il n'existe aucun document officiel traitant des valeurs de seuils géométriques admissibles par les bâtiments, le SDICS¹⁴ de la région Nord-Pas de Calais a édicté, dans le cadre du Plan d'exposition aux risques, quelques règles s'appuyant sur plus de dix années d'expérience dans le domaine des fontis. Ces règles sont les suivantes :

- La structure doit être capable de résister à un fontis de 2,5 m de rayon en pleine poutre ou dalle (Figure 19a) ;
- La structure doit être capable de résister à un fontis de 3 m de rayon en porte à faux ((Figure 19b) .

L'expérience a montré que les structures dimensionnées selon ces règles n'ont pas (ou peu) souffert d'occurrences de fontis dans la région Nord- Pas de Calais.

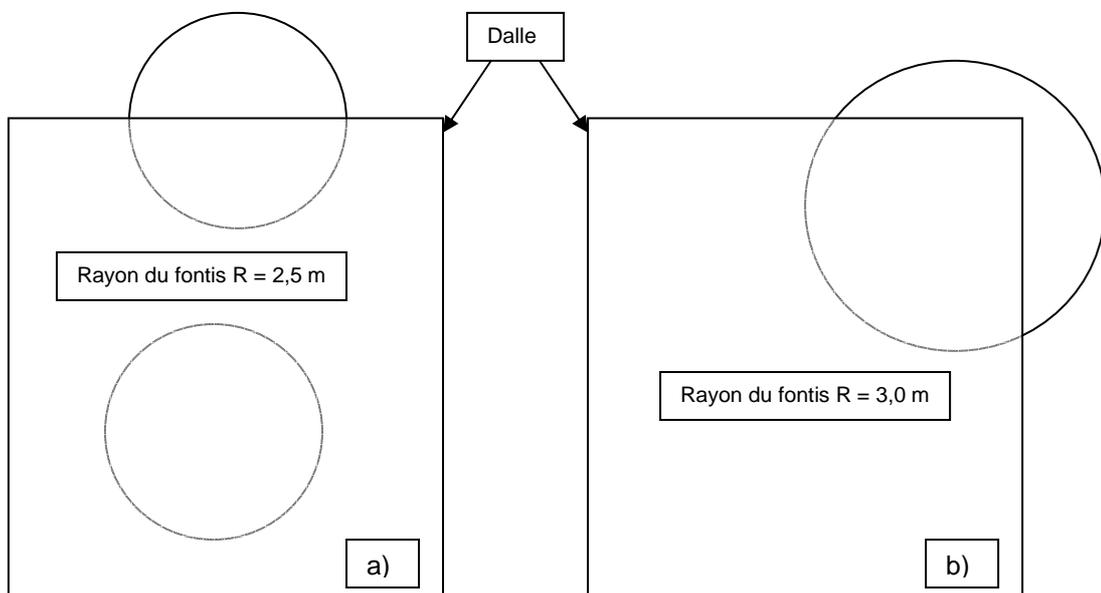


Figure 19 : Illustration des valeurs de seuils géométriques (vue de dessus)

¹⁴ SDICS : Service D'Inspection des Carrières Souterraines

7 LES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ADAPTEES

Les méthodes de traitement et les solutions mises en œuvre pour éviter ou minimiser les dégâts aux structures, peuvent être divisées en quatre catégories :

- les méthodes de traitement des vides souterrains [Tritsch, 1995, IGC, 2003 et 2004] ;
- les méthodes de renforcement du sol (géotextile [Villard et al, 2002], [Cooper et Saunders, 2002]) – (§ 7.1) ;
- les méthodes applicables aux fondations de l'ouvrage – (§ 7.2) ;
- les méthodes de traitement de la structure (consolidation de la résistance de la structure) [Al Heib, 2001] – (§ 7.3).

Nous ne traitons, dans ce guide, que des trois dernières solutions, ce qui sous-entend que la solution de traitement du vide n'a pu être retenue.

En général, le choix entre l'une ou l'autre de ces différentes méthodes de protection est fonction :

- des conditions d'accessibilité et/ou de stabilité du site (profondeur, propriétés géomécaniques du recouvrement ...) ;
- du type de l'instabilité (fontis ou affaissement) et de son évolution (avant ou après son apparition en surface) ;
- de la nature des structures en surface ;
- du niveau de protection adapté à la destination du site (sécurité des personnes, protection du bâti existant, projet d'aménagement urbain ...) ;
- du coût de l'opération (réparation) et du type de dommage (architectural, fonctionnel ou structural [Al Heib, 2001]).

Le Tableau 20 (situé au chapitre 7.4) regroupe l'ensemble des solutions techniques couramment applicables à ce jour. Il permet d'effectuer un choix en fonction du type de perturbation, mais également en fonction du type de bâtiment à traiter. En général, plusieurs solutions techniques sont possibles pour améliorer la résistance d'un bâtiment. Le choix définitif de la mise en œuvre d'une ou de plusieurs solutions devra être réalisé par un organisme compétent, dans le respect des règles de bon sens technique et économique. Pour faciliter le choix, un indice d'efficacité a été attribué à chaque solution (voir les chapitres correspondants). On rappelle que cet indice n'est pas cumulatif.

On rappelle que le maître d'ouvrage devra tenir compte des règles de construction et des éventuelles interdictions ou prescriptions issues de documents d'urbanisme. Par ailleurs, les solutions employées devront être compatibles avec le comportement des structures vis-à-vis d'autres aléas.

Enfin, des mesures renforcées relatives à la gestion des eaux près des bâtiments devront être envisagées (éloignement de l'assainissement autonome, raccordement au réseau, éloignement des zones d'infiltration des eaux de ruissellement, drainage, raccord souple, vérification de l'étanchéité, etc.).

7.1 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES CONCERNANT LE SOL

7.1.1 Comblement de la cavité

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x	x	x	x	+++++

Tableau 5 : Domaines d'application et efficacité du comblement de la cavité

Comme dans tous les problèmes de gestion de cavités souterraines, la méthode la plus efficace consiste à combler les vides et donc à éliminer le problème. Cette méthode n'est toutefois envisageable que lorsque la position exacte des cavités est connue, que celles-ci sont techniquement accessibles et que le coût associé à l'opération reste raisonnable. Dans la plupart des cas, et compte tenu des coûts souvent prohibitifs, cette méthode devra laisser place à des techniques de renforcement local du sol ou d'adaptation de la structure exposée.

7.1.2 Réalisation d'une tranchée périphérique

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x	x			++++

Tableau 6 : Domaines d'application et efficacité de la tranchée périphérique

L'une des mesures les plus intéressantes, qui permet de ne pas engendrer de coûts prohibitifs, consiste à **réaliser une tranchée entourant la structure à protéger** (Figure 20). Le but de cette opération est de limiter les déformations du sol au droit de l'ouvrage à protéger. La réalisation d'une tranchée correctement dimensionnée et réalisée peut réduire d'au moins 50 % les dégâts induits par les contraintes de compression transmises par le sol.

La tranchée doit être en mesure de s'ouvrir ou de se refermer suivant les sollicitations du sol. Pour qu'elle ne s'effondre pas d'elle-même, cette dernière peut être remplie de matériaux compressibles de manière à permettre à la tranchée de jouer le rôle « tampon » qui lui est attribué. Soots, (1969) recommande l'utilisation d'un matériau thixotrope¹⁵. Le CSTB propose un remplissage par du coke ou de la tourbe. D'autres matériaux très compressibles peuvent être utilisés. On gardera en mémoire qu'ils doivent être compatibles avec le sol de fondation. Ainsi, dans le cas des argiles, des précautions particulières devront être prises notamment en ce qui concerne les problèmes potentiels liés au drainage et aux fuites d'eau.

¹⁵ Thixotrope : il s'agit d'un produit visqueux ayant un comportement dépendant du mouvement du sol. Il est initialement peu déformable, et il devient plus déformable lorsqu'il est sollicité.

Concernant la profondeur à creuser, un niveau légèrement inférieur à celui des fondations semble être le plus adapté. Quant au positionnement, les distances aux murs de l'ouvrage varient entre 1 m (Bell, 1988), 1 à 2 m [Kratzsch, 1983] et la moitié de la profondeur des fondations [Yokel et al., 1982]. Cette technique a également été testée par Peng et Cheng (1981). Ils ont pu estimer son efficacité¹⁶ à 60% en zone de compression et 40% en zone de traction. Une autre estimation de l'efficacité à 50% est donnée par Whittaker et Reddish (1989).

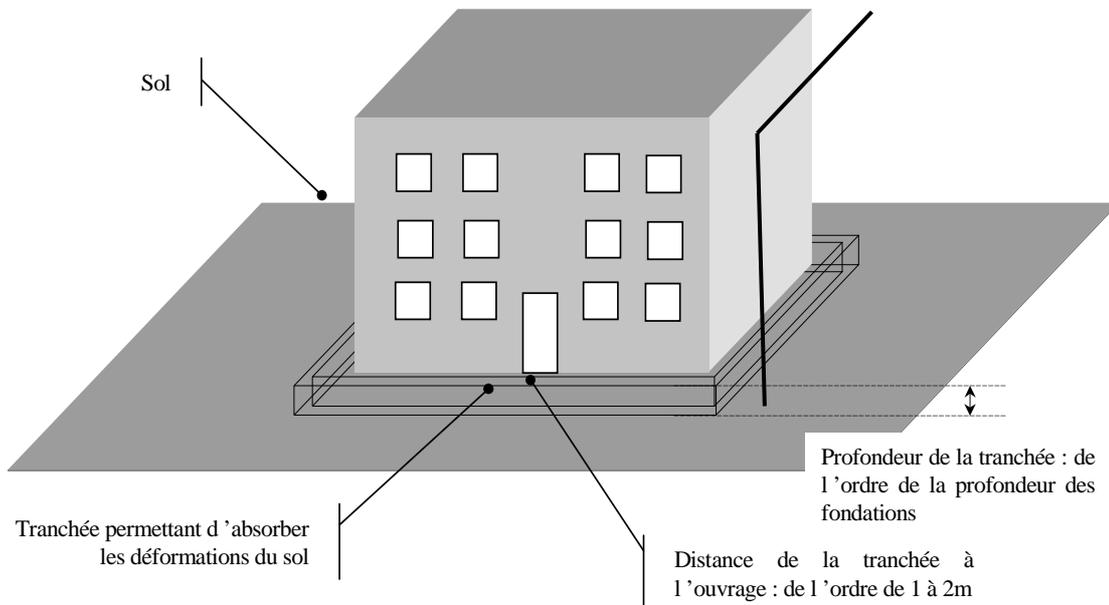


Figure 20 : Protection d'un ouvrage à l'aide d'une tranchée (Deck, 2002)

Le CSTB propose différents types de remplissages pour les tranchées périphériques :

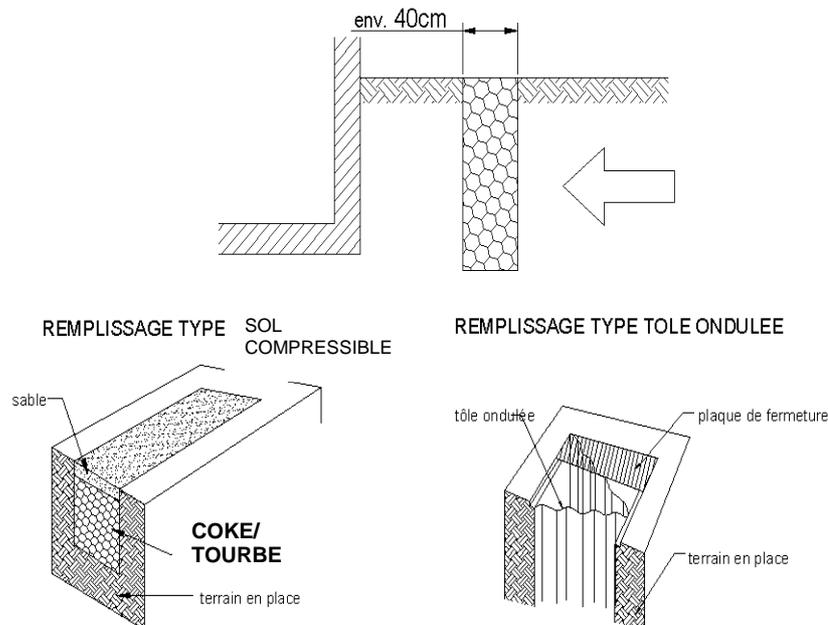


Figure 21 : différentes options pour le remplissage des tranchées périphériques (Source CSTB)

¹⁶ Efficacité : Réduction des dégâts induits par les contraintes transmises par le sol.

7.1.3 Renforcement du sol de fondation par injection

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x	x	x	x	++ ?

Tableau 7 : Domaines d'application et efficacité du renforcement du sol de fondation par injection

De nouvelles techniques sont en cours d'étude pour traiter les zones d'affaissement potentiel ou d'apparition de fontis de faibles dimensions. Ces méthodes sont principalement basées sur des techniques de renforcement du sous-sol proche, le rendant ainsi apte à recevoir les fondations.

La méthode la plus classique consiste à injecter les terrains de surface sur une certaine épaisseur. L'objectif est de créer une couche de terrain renforcée, suffisamment cohérente pour faire « barrage » à la propagation de la perturbation provenant du sous-sol. La mise en œuvre de cette méthode est très coûteuse. Il n'y a pas pour l'instant suffisamment de retour d'expérience pour garantir son efficacité (d'où le ? dans le tableau).

7.1.4 Renforcement du sol par géotextiles ou géogrilles préinstrumentés

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
		x		+++

Tableau 8 : Domaines d'application et efficacité des géotextiles et géogrilles

Kempton a démontré l'efficacité de cette solution pour le remblai d'une route construite sur une zone de fontis. Le rôle d'un géotextile mis en place au sein d'une zone d'éboulement potentiel consiste à supporter les éléments le surplombant en s'appuyant sur l'effet d'arche (Figure 22) et à éviter toute déformation inadmissible susceptible de mettre en péril la stabilité du talus et/ou des ouvrages en zone de fontis (routes, bâtiments, ...).

Cette solution technique est clairement envisagée pour la protection des bâtiments exposés aux problèmes de fontis. Le programme de recherche RAFAEL¹⁷ a déjà permis de démontrer expérimentalement l'intérêt de cette technique et de proposer des méthodes de dimensionnement dans le cas de remblais routiers et ferroviaires sur des zones de fontis.

¹⁷ Programme expérimental commun à : LIRIGM, SNCF, SCETAURROUTE, CETE et BIDIM-POLYFELT GEOSYNTHETICS

En extension de cette méthodologie, une technique de renforcement par géogrille pré-instrumentée (GEODETECT) est proposée par la société BIDIM. L'intérêt de cette technologie est double puisqu'elle permet à la fois de renforcer le sous-sol tout en assurant un rôle d'alerte dès l'apparition des premiers mouvements de terrain.

Une expérimentation en vraie grandeur, ou à échelle réduite, s'avère toutefois nécessaire pour s'assurer de la pertinence de cette technique et permettre l'émergence de méthodes de dimensionnement.

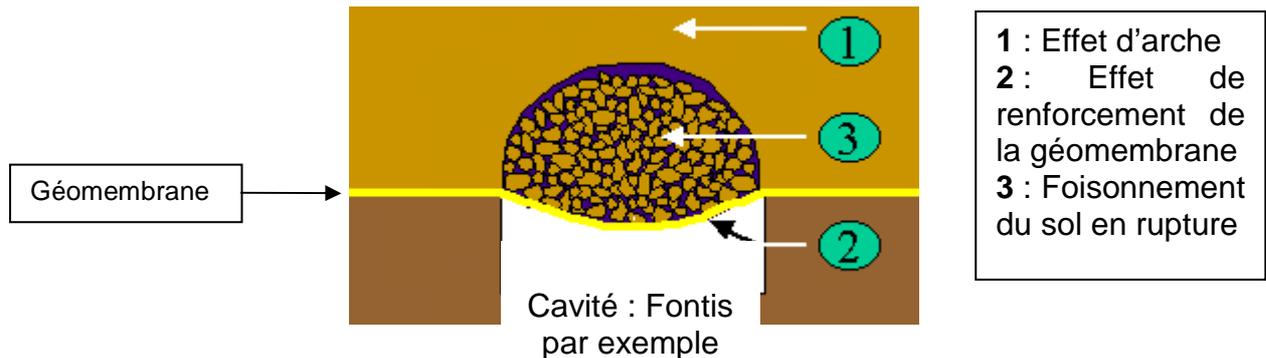


Figure 22 : Illustration de l'effet d'arche mobilisé grâce à la présence de la géomembrane

Dans l'attente de ces expérimentations, nous retranscrivons en annexe 7 une méthode simplifiée de dimensionnement du renforcement par géomembrane (grille et/ou textile) adapté aux routes. Cette méthode ne tient pas compte de l'effet d'arche.

7.2 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES CONCERNANT LES FONDATIONS

7.2.1 Choix adapté du type des fondations

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x		x		+++

Tableau 9 : Domaines d'application et efficacité pour le type de fondations

Au même titre que l'ouvrage, il est recommandé que **les fondations forment un ensemble homogène, solidaire ou non de la structure à fonder**. De ce fait, toute fondation isolée doit être évitée.

De manière préférentielle, on s'attachera à concevoir des fondations reliées entre elles par des longrines intérieures et périphériques rendant l'ensemble rigide. Au final, on cherchera à se rapprocher d'une allure générale de radier en forme de gaufre. Cet élément présente l'avantage d'être extrêmement rigide dans les deux directions de son plan principal.

Une alternative pourra cependant être également retenue. Elle consiste en la réalisation de fondations flexibles ayant pour objectif d'amortir les mouvements des terrains en s'ajustant à sa forme et en ne transmettant à la superstructure qu'une part réduite des mouvements. Pour ce faire, deux techniques ont été proposées :

- le radier flexible ou "diaphragme". C'est un radier fortement armé mais possédant de nombreux joints afin de lui fournir une rigidité importante en traction/compression et une grande souplesse en flexion. L'idée est donc de permettre à la fondation de s'adapter à la courbure des terrains mais de résister à la déformation [Soots, 1969], [Neuhaus, 1965].
- désolidarisation des fondations et de la superstructure. Cette technique rejoint celle des joints horizontaux au-dessus des fondations [Soots 1969].

Le CSTB préconise, lorsque cela est possible (hors aléa Retrait/Gonflement par exemple) que :

- toutes les fondations soient fondées sur un même niveau, sans décrochement vertical ;
- elles soient superficielles et ne descendent pas plus bas que la cote hors gel ;
- dans la mesure du possible, les charges doivent être réparties au mieux sur l'ensemble des fondations et la contrainte du sol doit être la plus homogène possible.
- les fondations soient filantes et constituent un système homogène. Dans le cas de fondations isolées, elles doivent être reliées aux autres fondations par un réseau de longrines interdisant tout déplacement relatif ;
- le réseau des fondations ait la forme d'un caisson, de maille maximale 5 m x 5 m.

- l'ensemble fondations-longrines-diaphragme soit ferrillé conformément au BAEL 91 sous combinaisons accidentelles, pour résister à un effort de traction égal à $P_B \times 0,35$, selon les deux axes du bâtiment, P_B étant le poids du bâtiment.

7.2.2 Interfaces horizontales sous l'ouvrage

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x				+

Tableau 10 : Domaines d'application et efficacité pour les interfaces horizontales sous l'ouvrage

Les joints horizontaux ont pour principal objectif de **minimiser les sollicitations transmises par le sol à la structure** en réduisant notamment le frottement susceptible de se produire sous l'ouvrage.

Notons, dans un premier temps, que le cisaillement transmissible dépend du poids de l'ouvrage (effort normal sur le plan de contact sol/fondation), de la nature de la surface de contact et du coefficient de frottement de l'interface sol/fondation.

Avant de choisir des dispositifs technologiques éventuellement coûteux, l'architecte s'efforcera de réduire les dimensions des fondations et la pression de l'ouvrage sur le sol. Pour une même superficie habitable, ces deux mesures allant toutefois en sens contraire, l'objectif est d'aboutir au compromis le plus adapté à chaque configuration.

L'action principale consiste donc à diminuer le coefficient de frottement qui caractérise l'interaction sol/structure. Pour ce faire, on est amené à construire les fondations sur une couche de matériau adéquat, possédant un faible angle de frottement interne ou un faible coefficient de frottement avec la fondation. Le but de l'opération est de favoriser le glissement au sein de la couche de sol ajoutée ou à l'interface sol/structure.

Les fondations étant généralement réalisées en béton coulé sur place, cette interface ne peut être considérée comme "parfaitement lisse" et il n'est guère possible d'obtenir simplement un coefficient de frottement faible. On peut cependant avoir recours à une technique consistant à intercaler une ou plusieurs membranes synthétiques sous la fondation de manière à réduire « artificiellement » le coefficient de frottement apparent sol/structure (Figure 23). Différents auteurs suggèrent de déposer celles-ci sur une couche de sable de 15 cm [Yokel et al, 1982] à 25 cm [Bell, 1988] d'épaisseur.

Neuhaus (1965) estime que, quelle que soit la solution adoptée, il est difficile d'atteindre un coefficient de frottement à l'interface entre la fondation et le sol inférieur à 0,66 (soit un angle de frottement de 33°), ce que confirme Yokel et al, (1981).

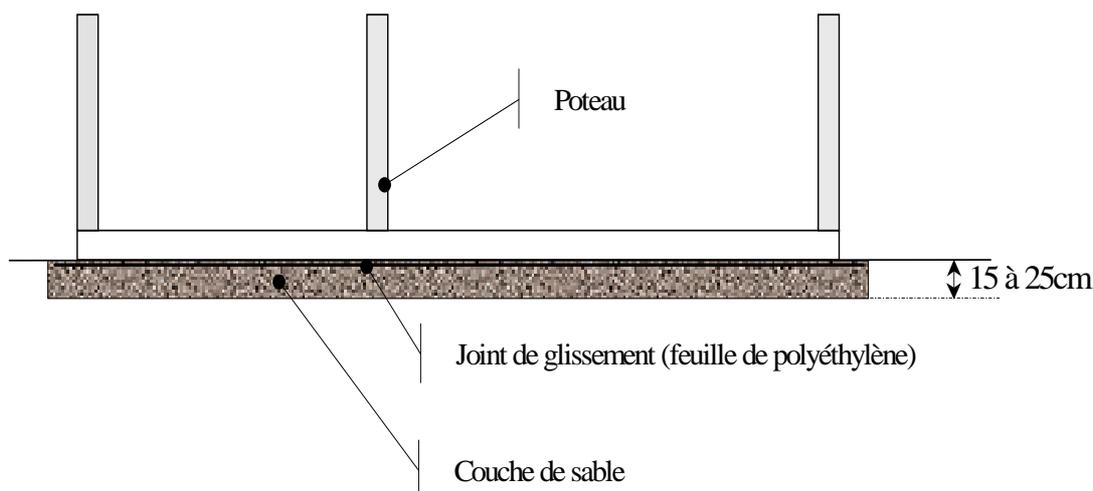


Figure 23 : Réalisation d'un joint horizontal sous l'ouvrage (Deck, 2002).

Au stade actuel, il est difficile de préciser dans quel contexte les joints horizontaux sont réellement bénéfiques compte tenu du fait que l'expérience acquise reste limitée.

7.2.3 Adaptation du système de fondations

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
	X		X	+

Tableau 11 : Domaines d'application et efficacité de l'adaptation du système de fondations

Dans le cas des ouvrages anciens, la reprise en sous-œuvre est nécessaire pour intervenir sur les fondations. Les techniques utilisées s'appuient en général sur l'injection de béton ou de coulis de ciment dans le sous-sol dans le but de renforcer le sol d'assise et/ou de liaisonner entre elles les fondations existantes.

Un cas extrême d'intervention sur le système de fondations peut conduire à un relèvement de l'ouvrage. Lorsque le bâtiment a été doté à son origine d'un chaînage de renforcement, celui-ci peut être utilisé comme renforcement de relevage. Des niches de relevage, appuyés des vérins, peuvent alors être réalisées en sous-œuvre du chaînage (si elles n'ont pas été prévues dans l'ouvrage neuf) à des intervalles compatibles avec la résistance à la flexion de la structure. Ces travaux peuvent nécessiter la mise à nu du bâtiment au niveau des fondations.

On peut aussi renforcer les fondations après relèvement de la structure, en ajoutant de nouvelles fondations ou par la mise en place de poutres porteuses (Figure 24).

Lorsque le bâtiment ne dispose pas de renforcement préventif, l'opération de relevage est réalisée de façon identique à la technique précédente, mais après mise en contrainte d'une partie des murs de soubassement ou des fondations.

La même technique peut être utilisée sous dalle. Le relèvement sera effectué après avoir créé des niches à vérin dans les maçonneries du soubassement.



Figure 24 : Renforcement des fondations après relevage (HBL)

7.2.4 Reprise en sous-œuvre sous chaînage

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
			x	++

Tableau 12 : Domaines d'application et efficacité de la reprise en sous-œuvre sous chaînage

Dans le cas où les fondations seraient considérées comme insuffisantes vis-à-vis du phénomène de fontis et notamment du transfert d'efforts vers les fondations susceptibles de rester en place, l'injection pourra être utilisée pour « relier » entre elles les fondations existantes et rigidifier le radier préexistant. Bien sûr, il apparaît très difficile d'intégrer dans ce renforcement un ferrailage, ce qui limitera l'effet du renforcement.

Dans certains cas on pourra réaliser également des puits traversant le fontis avec ceinturage pour assurer la stabilité (Figure 25).

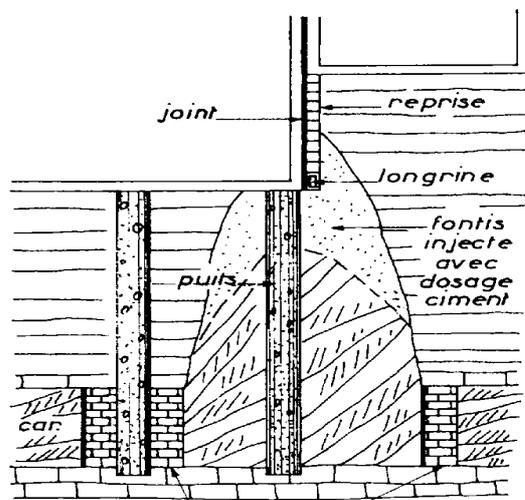


Figure 25 : Reprise en sous-œuvre dans une zone de fontis

7.3 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES CONCERNANT LA STRUCTURE

7.3.1 Type d'ouvrages

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x		x		++++

Tableau 13 : Domaines d'application et efficacité pour le type d'ouvrages

Les présentes dispositions constructives visent les bâtiments courants d'habitation (ou de bureaux). Le principe général de la construction devra permettre à l'ouvrage de se comporter comme un « bloc rigide » ne subissant que des dégradations limitées.

Sur ce principe, **les structures en béton armé seront préférentiellement utilisées**. Elles pourront comporter plusieurs étages (au maximum 3) dans les zones de mise en pente réduite.

Ce type d'ouvrage présente l'avantage d'être particulièrement résistant, ce qui permet d'en limiter les dégâts. En cas de dépassement de la résistance maximale, la rupture risque toutefois d'être brutale. Cette disposition devra donc s'accompagner d'une instrumentation permettant d'évaluer les sollicitations auxquelles la structure est soumise (jauges de contraintes par exemple).

7.3.2 Implantation

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x		x		++++

Tableau 14 : Domaines d'application et efficacité pour l'implantation

Pour éviter de cumuler les effets néfastes qui ne manqueront de s'exercer sur la structure en cas de mouvement du terrain, il est important de définir une implantation de l'ouvrage qui ne risque pas de provoquer elle-même des effets induits. Aussi, de manière générale, **les constructions devront être éloignées des zones susceptibles de subir des désordres induits indirectement par les mouvements du sol**. Il s'agit des :

- terrains en pente, qui pourraient être le lieu d'un glissement de talus amorcé par l'affaissement ;
- zones de tête ou de pied des talus ;
- falaises ou zones de risbermes.

Le CSTB recommande que :

- La construction ne soit pas implantée à proximité d'un rebord de crête et d'un pied de talus (ou d'une falaise) dont la pente est supérieure à 35 %, soit 19°. Cette zone de proximité s'étend jusqu'à une distance égale à deux fois la hauteur du talus ou de la falaise.

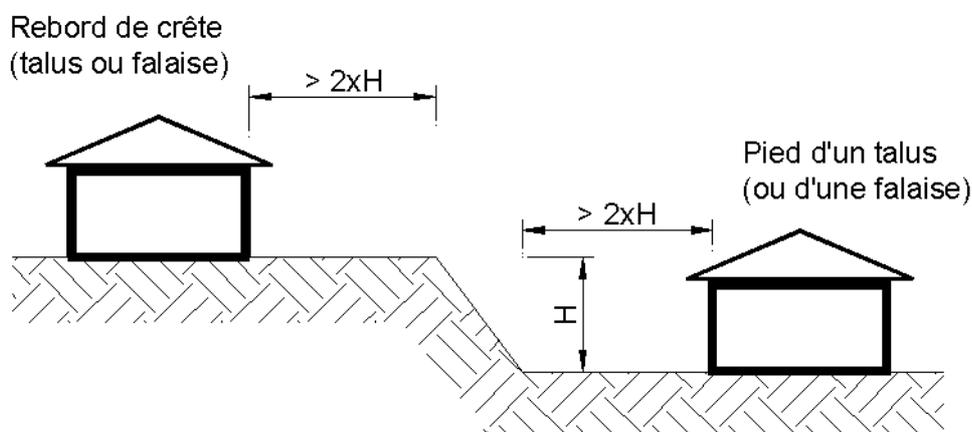


Figure 26 : Implantation par rapport à des talus et à des falaises dont les pentes sont réputées stables (Schéma CSTB)

- Les bâtiments soient implantés en dehors d'un terrain dont la pente moyenne est supérieure à 25%, soit 14°. Au-delà de cette déclivité, le risque de changement des états d'équilibre des terres n'est plus maîtrisable pour les types de constructions visées par l'étude.

7.3.3 Architecture d'ensemble

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x		x		+++

Tableau 15 : Domaines d'application et efficacité pour l'architecture d'ensemble

L'architecture d'ensemble d'un bâtiment, sa forme en plan ou en élévation, la localisation des éléments porteurs, la présence ou non de sous-sols... peuvent avoir une grande importance. Les mesures visent, en premier lieu, à éviter que les mouvements des terrains, ou les sollicitations qui en résultent, ne se transmettent à l'ouvrage et, en second lieu, à éviter l'apparition de concentrations de contraintes dans la structure. Les recommandations sont les suivantes :

- **La forme de la structure doit être simple "de forme parallélépipède rectangle** et, en tout cas, ne pas présenter de saillies importantes ni en plan, ni en profil" [Soots, 1969]. Kwiatek (1998) recommande également des formes simples dont **les différences de hauteur ne dépassent pas 20 % de la hauteur du bâtiment**. Toutes les parties en saillie (garage, terrasse, escalier...) devront être séparées du reste de la construction par un joint de désolidarisation. Les parties enterrées devront reposer sur un même plan horizontal [Neuhaus, 1965], [Soots, 1969], [Whittaker et al., 1989], [ICE, 1977].

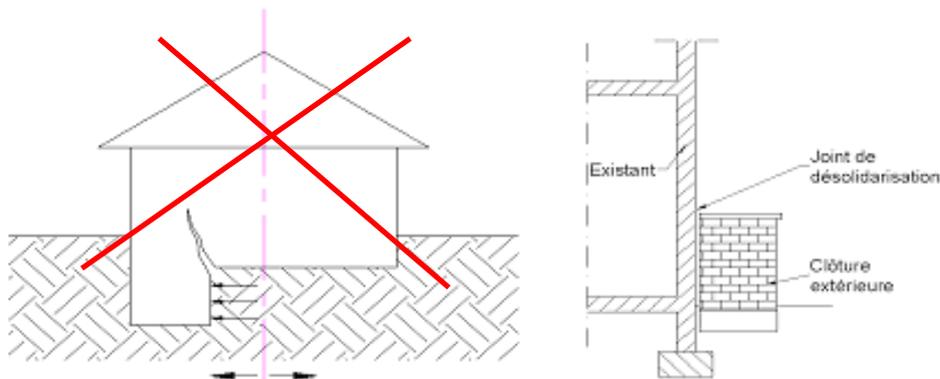


Figure 27 : Exemple de solutions techniques concernant l'architecture

- Depuis les fondations jusqu'à la superstructure, **les éléments structuraux doivent être correctement alignés et superposés** afin de permettre un comportement le plus homogène possible de la structure. En particulier, si des éléments risquent de perturber son comportement (cage d'escalier, cave partielle sous l'ouvrage...) il faut, si possible, les concevoir au centre de l'ouvrage [Kwiattek, 1998], avec éventuellement un joint de désolidarisation entre la cave et la superstructure.

Dans la mesure du possible, on évitera les parties enterrées, le sous-sol par exemple. En cas de nécessité (aléa retrait/gonflement par exemple), il faudra impérativement s'en tenir à un seul niveau (3 m maximum) pour limiter les efforts d'extension-compression.

7.3.4 Dimensions et conception des structures

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x		x		+++

Tableau 16 : Domaines d'application et efficacité pour la conception des structures

Dans la mesure du possible, on essaiera de concevoir une structure **dont la forme au sol se rapproche le plus possible du carré** et dont la surface maximale au sol reste inférieure à 200 m², avec des arrêtes de l'ordre de 15 m.

Les constructions dont les dimensions souhaitées sont supérieures, doivent être divisées en modules indépendants.

Pour ce qui concerne la partie conception, deux méthodes antagonistes sont envisageables : l'augmentation de la souplesse ou de la rigidité de la structure.

L'augmentation de la souplesse permettra à la structure d'encaisser, sans casser, des déformations importantes. Ces déformations seront facilement observables visuellement. Cette méthode a vocation à protéger les personnes qui, alertées par les mouvements, pourront se mettre à l'abri.

Si les auteurs qui conseillent d'augmenter la souplesse de l'ouvrage ou de la structure sont nombreux, peu vont jusqu'à proposer des solutions technologiques opérationnelles. Pour des ouvrages en béton ou en maçonnerie, la fragilité des matériaux de construction rend difficile l'augmentation de la souplesse. La solution consiste alors à augmenter la ductilité de l'ensemble afin d'autoriser « la structure à se déformer sans en entraîner la rupture ».

A contrario, l'augmentation de la rigidité évitera les déformations mais induira, en cas de sollicitations en provenance du sous-sol, des contraintes (non visibles sans instrumentation) très élevées dans la structure, jusqu'au moment brutal de la rupture. Cette méthode protège, dans une certaine limite, les biens et les personnes. Au-delà, de cette limite, qui peut être surveillée par une instrumentation adaptée, le risque pour la structure et ses occupants est très important.

L'une des méthodes couramment préconisées concerne la mise en place d'un chaînage qui participe à l'augmentation de la résistance de la structure. Yokel et al, (1982) recommandent un chaînage autour des murs, autour des ouvertures et un chaînage vertical tous les 2,5m au maximum. Le CSTB préconise des mesures similaires avec un ferrailage horizontal qui concerne chaque plancher et un espacement du chaînage vertical inférieur à 3 m (Figure 28).

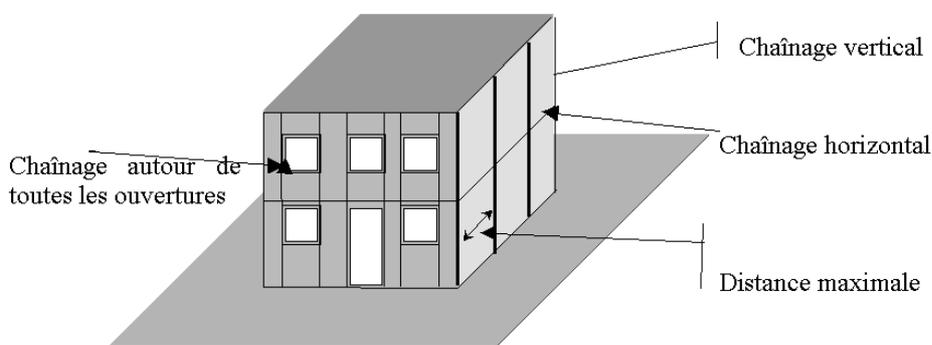


Figure 28 : Chaînages verticaux et horizontaux (Deck, 2002).

7.3.5 Matériaux employés

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x		x		+++

Tableau 17 : Domaines d'application et efficacité pour les matériaux employés

Les matériaux employés, de préférence du type « **béton armé** » **devront répondre aux spécifications techniques les plus exigeantes**. A ce sujet, le projeteur pourra se reporter aux règles de Calcul du Béton Armé et du Béton Précontraint, définies dans les Eurocodes correspondants.

7.3.6 Joints verticaux

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x				+++

Tableau 18 : Domaines d'application et efficacité pour les joints verticaux

En général, les maisons séparées ou semi-détachées se comportent mieux que les blocs ou les barres (bâtiments longs).

Les joints verticaux, également appelés joints de rupture ou joints d'affaissement, peuvent être considérés comme une "parade" à l'impossibilité de diminuer à la fois le poids des ouvrages et leurs dimensions tout en garantissant une superficie habitable adaptée aux objectifs de l'aménageur. Ils ont pour principal objectif de séparer une structure en plusieurs modules de dimensions réduites (Figure 29 et Figure 30).

Les problèmes essentiels consistent à dimensionner les modules¹⁸ et les joints puis à les réaliser. Notons **qu'il est essentiel que les joints verticaux descendent jusqu'à la base des fondations de manière à permettre aux modules d'être réellement indépendants**.

En ce qui concerne la longueur optimale des modules, d'autres propositions ont été formulées par différents auteurs (entre 18 et 35 mètres) : 18 m pour Bell (1988), 20 m pour Ji-Xian (1992), 25 m selon un rapport du CSTB, 30 à 35 m pour Neuhaus (1965) et 25 m ou 30 m en diagonale pour Yokel et al. (1981). Tous les auteurs insistent sur la relation entre la position des joints et l'architecture de l'ouvrage.

Un joint doit être mis en place à chaque "variation architecturale" de l'ouvrage, c'est-à-dire à chaque changement de hauteur, de poids, de matériaux, de forme, ou encore à chaque reprise de construction. Cette mesure a pour but de rendre les modules les plus homogènes possibles afin d'éviter les concentrations de contrainte aux points singuliers (Figure 29).

¹⁸ Eléments unitaires constituant un ouvrage.

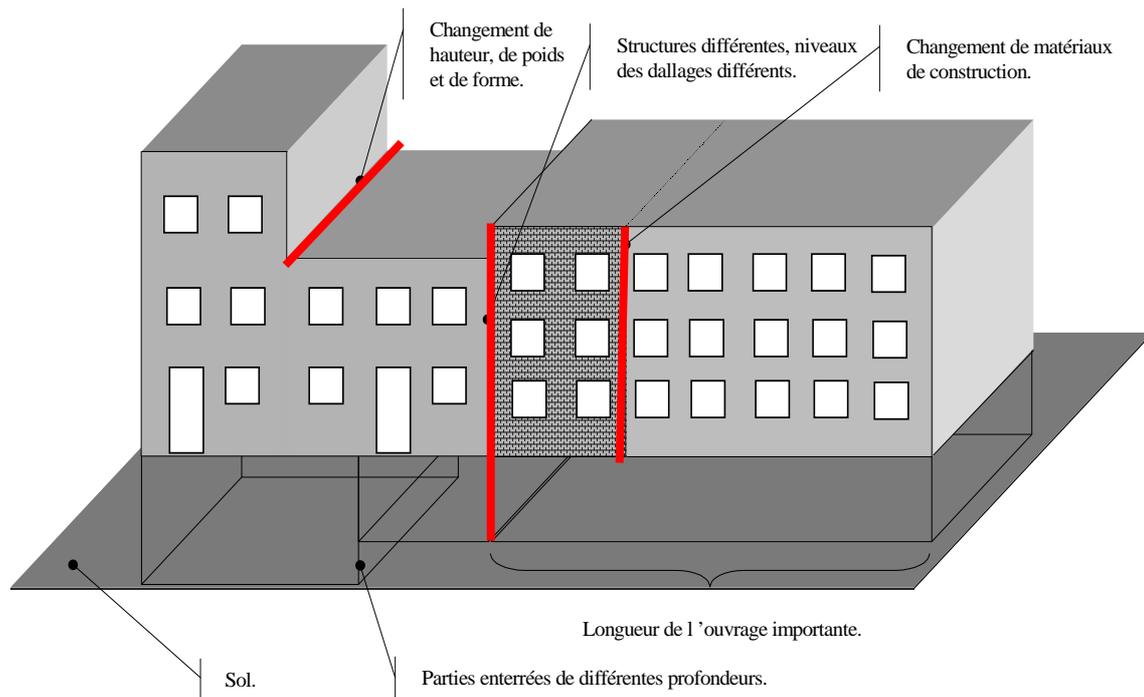


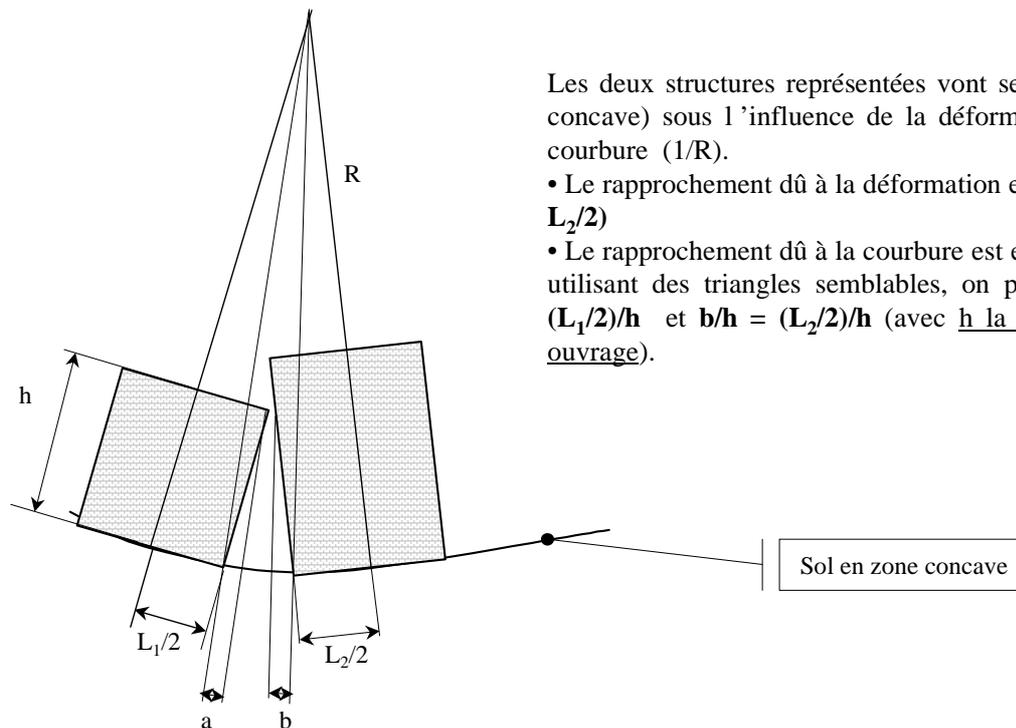
Figure 29 : Schématisation des configurations de structure conduisant à préconiser des joints verticaux (Deck, 2002).

En ce qui concerne la largeur des joints, on trouve des valeurs assez importantes, entre 50 cm et 1 m, comparées aux quelques centimètres préconisés pour des joints sismiques ou thermiques en France. L'ouverture doit être dimensionnée pour que, malgré les déformations induites par les mouvements du sol, aucun module de l'ouvrage ne puisse entrer en collision avec un module adjacent.

Il est possible de calculer une valeur théorique pour la largeur de ces joints [Soots, 1969] et [JI-Xian, 1992] en tenant compte des déformations du sol qui ont tendance à rapprocher les modules (zone de compression) et de la courbure du sol qui entraîne leur inclinaison et en particulier le rapprochement des sommets en zone concave (zone de compression). La Figure 30 permet de visualiser ces deux phénomènes. On obtient alors la valeur de l'ouverture "e" des joints qui est de :

$$e = e_0 + \frac{(L_1 + L_2)}{2 \cdot \epsilon_{sol}} + \frac{(L_1 + L_2)}{2hR}$$

avec : e_0 une marge de sécurité égale à 0,1m [Soots, 1969].



Les deux structures représentées vont se rapprocher (en zone concave) sous l'influence de la déformation du sol et de la courbure ($1/R$).

- Le rapprochement dû à la déformation est estimé à : $\epsilon \cdot (L_1/2 + L_2/2)$
- Le rapprochement dû à la courbure est estimé à : $a + b$. Or en utilisant des triangles semblables, on peut écrire que $a/h = (L_1/2)/h$ et $b/h = (L_2/2)/h$ (avec h la hauteur du plus petit ouvrage).

Figure 30 : Dimensions des joints verticaux (Deck, 2002)

Une application numérique rapide menée pour deux structures de 20 m de longueur et 10 m de hauteur, positionnées dans une zone de rayon de courbure égale à 10 000 m et dont la déformation du sol est de $2,5 \cdot 10^{-3}$ donne une épaisseur de joint de 21 cm. Ce résultat peut être comparé aux 50 cm forfaitaires proposés par le CSTB et aux 5 cm minimaux préconisés par Bell (1992).

Plusieurs remarques s'imposent :

- les joints d'affaissement ne peuvent se confondre avec d'autres types de joint ;
- il existe une très grande variabilité des dimensions des joints proposés ;
- la seule existence de ces joints verticaux ne garantit pas la préservation des différents modules qui demeurent soumis à des déformations et des distorsions. A ce propos, certains auteurs comme Peng et al (1996) constatent des désordres dans des structures plus petites que la dimension des modules précédemment définis. Les joints constituent donc des mesures bénéfiques indéniables mais ne peuvent être considérés comme des solutions à part entière.



Figure 31 : Réalisation d'un joint vertical d'un bâtiment haut et long (HBL)

7.3.7 Renforcement de l'ouvrage

Affaissement		Fontis		Efficacité
Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	Ouvrage Neuf	Ouvrage Ancien	
x	x	x	x	+++

Tableau 19 : Domaines d'application et efficacité pour le renforcement de l'ouvrage

Les méthodes de renforcement de la structure, considérées comme complémentaires dans le cas d'ouvrages neufs passent dans le cas d'ouvrages anciens pour les méthodes principales. On peut citer :

- le cerclage de la structure par un ou plusieurs câbles [Kawulok, 1992] ou par un anneau de béton ;
- la réalisation de semelles en béton précontraint capable de mieux résister aux réductions de compression (éviter les efforts de traction) en leur sein ;

- la conception d'une structure très souple ou au contraire très rigide en appui sur le radier rigide ;
- la prise en compte d'un chaînage minimum entre les éléments de la structure ;
- un ferrailage complémentaire enrobé de béton à tous les niveaux dans le but d'encaisser d'éventuels efforts parasites de traction.

Le dimensionnement de ces éléments devra être assuré par un bureau d'études de structure qui devra tenir compte de l'ensemble des contraintes.

Renforcement par câbles

Les câbles permettent de solidariser les éléments de la structure et d'éviter la ruine. Cette technique semble essentiellement adaptée aux structures de petites dimensions. L'objectif peut être atteint par la pose de câbles au niveau des façades visant à rendre les différentes parties de la structure comme un seul élément plus résistant. Ces éléments peuvent être déplacés ou réutilisés en fonction des besoins (Figure 32).

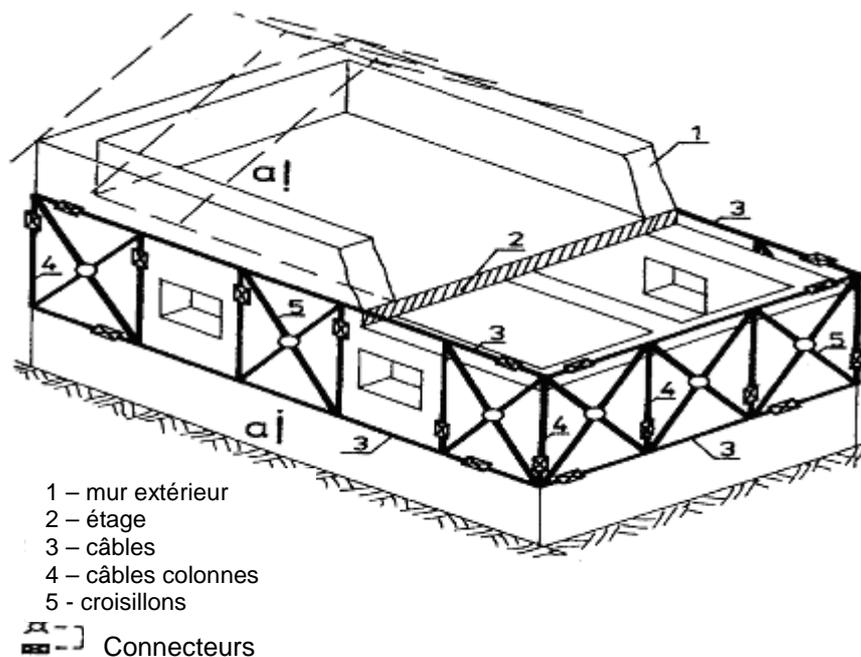


Figure 32 : Renforcement d'une ancienne maison avec des câbles (d'après Kawulok, 1992)

Pour des ouvrages classiques (Figure 33), le dimensionnement de câbles peut être très simple. Les câbles mis en place doivent avoir une résistance minimale (P_{\min}) sans toutefois dépasser une résistance maximale (P_{\max}) qui conduirait à un endommagement de la structure. Ces deux forces (résistances) peuvent être obtenues en respectant les deux conditions suivantes [Yuo et al, 1996] :

- la force développée par le câble, et permettant d'assurer la stabilité de la structure et de garder son intégrité (Figure 33), doit être supérieure à l'expression déduite de l'équilibre des moments (autour du point O) :

$$P_{\min} Hc = \frac{L^2}{8}(q + HL\gamma')$$

avec H, hauteur et L largeur de la structure et γ' le poids volumique du matériau (Figure 33) ;

- la force maximale qui peut se développer au sein du câble sans risque d'endommagement de la structure, autour des portes et des fenêtres, est donnée par la relation :

$$P_{\max} = H_m b \beta \sigma_c$$

avec β , pourcentage de la partie pleine de la structure, et σ_c , résistance à la compression simple du matériau constituant le bâti.

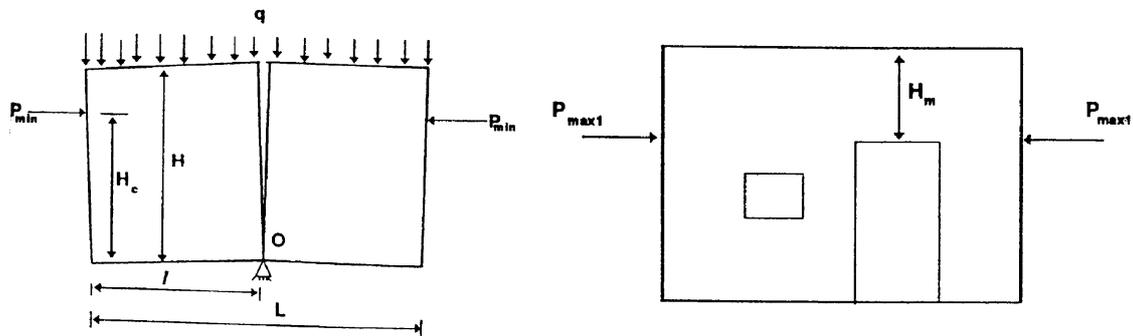


Figure 33 : Renforcement d'une ancienne maison avec des câbles

Pour des configurations particulières, d'autres conditions peuvent s'ajouter telle que la stabilité de la cheminée ou des parties exposées des façades.

Cette solution a été appliquée sur cinq structures (maisons individuelles). Des câbles ont été installés dans la partie inférieure de la structure [Peng et al, 1996]. Les résultats ont montré que les ouvrages ont résisté lors du passage d'un l'affaissement et les fissures ont été refermées ou ont complètement disparu.

Dans le cas spécifique des fontis, la perte d'appui du sol n'est pas progressive, ni diffuse. Elle est plus ou moins localisée mais surtout quasi totale pour la surface concernée par le fontis. Aussi, il est nécessaire de concevoir des ouvrages capables :

- de transférer très rapidement les efforts non repris, par les zones soumises aux fontis, vers des zones stables. Cela suppose qu'il existe durant le phénomène, une partie de l'ouvrage suffisante non concernée par le phénomène ;
- de résister au transfert des efforts sans ruiner l'ouvrage. Cela suppose que l'ouvrage et ses fondations soient surdimensionnés par rapport à l'usage courant.

A la différence du cas des affaissements, on comprend que seule une structure rigide monobloc serait adaptée pour répondre aux besoins sus-cités.

Ainsi, le renforcement pourra se concentrer sur deux points particuliers :

- le radier inférieur de la structure pour lequel une géométrie en « gaufre » apparaît la plus capable de reprendre des efforts de flexion et de torsion dans les deux directions du plan horizontal ;
- le système de fondation superficiel ou profond qui devra être dimensionné pour garantir un bon fonctionnement dans le cas d'une perte d'appui correspond aux valeurs de seuil.

Des renforcements complémentaires, similaires à ceux préconisés pour le cas des affaissements sont possibles.

L'occurrence possible de fontis doit donc conduire le projeteur à concevoir des ouvrages très résistants, capables d'encaisser une perte d'appui, source de sollicitations très pénalisantes pour la structure.

7.4 TABLEAU DE SYNTHÈSE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Dispositions constructives		Affaissement		Fontis	
		Neuf	Ancien	Neuf	Ancien
Sol	7.1.1 - Comblement	x	x	x	x
	7.1.2 - Tranchées périphériques	x	x		
	7.1.3 - Renforcement par injection	x	x	x	x
	7.1.4 - Renforcement par géotextiles			x	
Fondation	7.2.1 - Type des fondations	x		x	
	7.2.2 - Interfaces horizontales sous l'ouvrage	x			
	7.2.3 - Adaptation du système des fondations		x		x
	7.2.4 - Reprise en sous-œuvre sous chaînage				x
Structure	7.3.1 - Type d'ouvrages	x		x	
	7.3.2 - Implantation	x		x	
	7.3.3 - Architecture d'ensemble	x		x	
	7.3.4 - Dimensions et conception des structures	x		x	
	7.3.5 - Matériaux employés	x		x	
	7.3.6 - Joints verticaux	x			
	7.3.7 - Renforcement de l'ouvrage	x	x	x	x

Tableau 20 : Dispositions constructives applicables à la structure, à la fondation ou au sol

8 CONCLUSION

Ce document de recommandations apporte certaines réponses au problème du dimensionnement (ou de la réhabilitation) des bâtiments d'habitations individuels ou collectifs dans des zones potentiellement affaissables ou effondrables (fontis).

Pour les ouvrages neufs, il établit une procédure permettant :

- d'évaluer les risques d'affaissement ou d'effondrement en fonction des contextes géologique et d'exploitation ;
- de déterminer si les risques de sollicitations entrent dans la gamme d'amplitude de perturbations techniquement admissibles par le bâti amélioré, en fixant des valeurs de seuils ;
- de définir les dispositions constructives à prendre pour que les perturbations atteignant la surface n'affectent pas dramatiquement le bâti futur.

Pour les ouvrages anciens, il propose des modes de confortement ou de réhabilitation.

Dans certains cas de figure, les gammes de sollicitations attendues seront telles qu'une construction nouvelle ne serait pas économiquement viable, tant les techniques à mettre en œuvre pour résister aux efforts ou y échapper seraient coûteuses. Il faudra alors rechercher un autre site pour la réalisation du projet.

Dans ces mêmes cas de figures, certaines constructions anciennes pourront être qualifiées de potentiellement dangereuses. Une décision d'évacuation devra alors être envisagée.

Nous rappelons que les méthodologies décrites dans cet ouvrage sont le fruit d'une synthèse et d'une sélection des méthodes existant à ce jour. D'autres techniques prometteuses sont en vue (géogrilles instrumentées, inclusions rigides). Elles pourront être utilisées lorsque les méthodes de dimensionnement auront été définies.

On gardera à l'esprit la nécessité de bien prendre en compte le mécanisme d'interface entre le sol et les structures qui conditionne le déplacement relatif sol/structure.

En tout état de cause, les réponses aux questions techniques soulevées par ce document (notamment la quantification des phénomènes et le dimensionnement des renforcements) devront être apportées par des professionnels, familiers de ce type de contexte. Ainsi, les spécialistes en bâtiments et/ou structures, dépositaires d'informations locales, acteurs fréquents de ces études, ainsi que les bureaux d'études locaux ayant une bonne connaissance de la géologie et du contexte industriel, devront être impérativement consultés pour garantir la pertinence du processus de conception de l'ouvrage.

9 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ABBASS FAYAD A., 2004 - Etude de stabilité de fontis au toit des carrières souterraines et traitements apportés aux conséquences induites en surface – Thèse de doctorat – INPL.

AFTES, 1995 : Texte provisoire des recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain, n° 132, pp. 373-395.

AISSAOUI K., 1999 : Amélioration de la prévision des affaissements dans les mines à l'aide des approches empiriques, numériques et analytiques, Thèse INPL, pp 203.

AL HEIB M., 2001 : Effets et conséquences des mouvements du sous-sol sur le bâti. Synthèse des principales méthodes de prévention et de protection. Référence INERIS-DRS-01-25315/RN01.

AL HEIB M., 2001.- Prévision des conséquences des affaissements miniers dans les mines de fer de Lorraine. Etude méthodologique pour la prévision de la cuvette d'affaissement. Rapport INERIS-DRS-01-26146/RN02.

AL HEIB M., 2003.- Effets et conséquences des mouvements du sous-sol sur le bâti – Modélisation des conséquences des mouvements des terrains sur les structures. Rapport INERIS-DRS-03-45828/RN05.

ARIF I., 1991 : « Modélisation des milieux anisotropes et fracturés : application aux exploitations ardoisières ». Thèse INPL.

BACCHUS S.T., 2000 : « Uncalculated impacts of unsustainable aquifer yield including evidence of subsurface interbasin flow ». Journal of the American water resources association, Vol. 36, Issue 3, June 2000, pp. 457-481.

BELL F.G., 1988 - The History and Techniques of Coal Mining and the Associated Effects and Influence on Construction. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*. Vol.25, No. 4, 1988, pp. 471-504.

BELL F.G. et FOX R.M., 1988 - Ground treatment and foundations above discontinuous rock masses affected by mining subsidence. *The mining engineer* (Décembre 1988), pp. 278-283.

BELL F. G., 1992 - Ground movements due to subsidence and their influence on construction. *Geomechanics and water engineering in environmental management*, pp. 325-347.

BELL, 1992 - Ground subsidence : a general review. *COMA, Symposium on Construction over mined areas*, Afrique du Sud, pp. 1-20.

BOSCARDIN M.D. and CORDING E. J., 1989 : Bulding Response to Excavation-Induced Sttellement. *Journal of Geomechanical Engineering* Vol. 115 No. January 1989.

British Standards - BS EN 13251:2001 - Geotextiles and geotextile-related products. Characteristics required for use in earthworks, foundations and retaining structures

British Standards - BS EN 13254:2001 - Geotextiles and geotextile-related products. Characteristics required for use in the construction of reservoirs and dams

British Standards - BS EN 13250:2001 - Geotextiles and geotextile-related products. Characteristics required for use in the construction of railways

BURLAND, 1997 : Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Ishihara (ed.) 1997 Balkema, Rotterdam.

- BURLAND J.B. and WROTH C. P. (1974) – Settlement of buildings and associated damage. Conférence Settlement of structures, pp 611-654
- COOPER H.A. et SAUNDERS M.J., 2002 : « Road and bridge construction across gypsum karst in England ». *Engineering Geology* 65 (2002) 217 – 223. Publié par Elsevier Science B.V. on behalf of NERC : www.elsevier.com/locate/enggeo.
- CSTB, 2004 - Construire et rénover en zones d'affaissements miniers : Des techniques simples mais contraignantes – Dossier Qualité Construction
- CUNDALL P.A., 1971 : « A generalized Distinct Element » : Program for modeling jointed rock, Udec, ITASCA. Consulting Group Inc. Minneapolis U.S.
- DECK O., 1999 : « Conséquences des affaissements miniers sur les structures : Mesures à prendre vis-à-vis des affaissements miniers ». Rapport d'avancement : INPL, LAEGO, réf. INERIS-00-25316 RN01.
- DECK O., 2002 : « Etude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti : proposition pour une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité du bâti ». Thèse INPL, Sep.2002.
- DIDIER C. et TRITSCH J.J., 1996 : « Traitement des carrières souterraines abandonnées par remblayage partiel ». INERIS, réf : SSE-JTr-CDi/CS 24EA05/R01.
- DIDIER C., LAOUFA F., THORAVAL, A. et TRITSCH J.J., 2003 : « Bassin houiller de Provence ». Etude des effets sur les terrains de surface des travaux miniers souterrains et de leur évolution prévisible dans le temps. Réf. INERIS-DRS-03-36460/R01.
- ENNOUR S., 1990 : « Modélisation des galeries de grande largeur en terrain stratifié ». Thèse doctorat, le 5 Juillet 1990, INPL, Ecole des mines de Nancy, France.
- GOODMAN R.E. et SHI G.H., 1985 : « Block theory and its application to rock engineering ». Prentice-Hall, New Jersey 1985.
- GOODMAN R.E., 1989 : « Introduction to rock mechanics ». 2nd edition. Ed. John Wiley & Sons, New york.
- HOEK E., 2002 : Presentation of the opening conference (Keynotes) : Mining and Tunnelling Innovation and Opportunity Toronto, 2002.
- HOEK E. et BROWN E.T., 1980 : « Underground Excavations in Rock ». Institution of Mining and Metallurgy. IMM edition 1982, Imprimer par Stephen Austin et fils, Hertford, Angleterre, pp.100.
- ICE (INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS), 1977 - Ground subsidence. ISBN 0727700464 (Londres).
- Inspection Générale des Carrières – Notice Technique - Travaux de consolidations souterraines exécutées par piliers maçonnés dans les carrières de calcaire grossier situées en région parisienne. – Juillet 2004
- Inspection Générale des Carrières – Notice Technique - Travaux de consolidations souterraines exécutés par injection pour les carrières de Calcaire Grossier, de gypse, de craie et les marnières – Janvier 2003
- ITASCA, 1997 : « Itasca Consulting Group ». UDEC 3.1 Manual, Minneapolis, USA.
- JI-XIAN C., 1985 - The effects of mining on buildings and structural precautions adopted. 3e Int. *Conf. Large ground movements and structures* (Cardiff), pp.404-419.
- JI-XIAN C., 1992 - Study of deformation resistant structural systems for buildings in coal mining areas. *Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures*. Pentech press (Londres), pp. 356-369.

- KARMIS M., TRIPLETT T. et SCHILIZZI P., 1984 - Recent developments in subsidence prediction and control for the eastern U.S. coalfield. *25 th. Symp. on rock mechanics*, 713-913.
- KAWULOK M., 1992 – The protection of existing buildings subjected to large ground movements. Proc. Of the 4th int. Conf. On ground movement and structures. Pentech press (Londres), pp 344-355.
- KEMPTON G. T., 1992 - The use of reinforcement geotextiles to support road embankments over areas subjected to mining subsidence. *Highways and transportation*, pp. 21-31.
- KHEDER K., 1996 : « Méthodologie d'études de la stabilité des carrières souterraines complexes exploitées par chambres et piliers abandonnés ». Thèse INPL, le 2 juillet 1996.
- KING H. L., WHITTAKER B. N. et SHADBOLT C. H., 1974 - Effects of mining subsidence on surface structures. *Minerals and the environment, Proc. of an Int. Symp.*, Edité par JONES J.J.
- KRATZSCH H., 1983 – Mining subsidence engineering, Springer-Verlag.
- KREBS R., ZIPPER C.E., 1997 : Foundations for Housing on Reclaimed Mined Lands. Virginia Cooperative Extensions, 460-115. Centre for Coal and Energy Research.
- KWIATEK J., 1998 - Protection des constructions sur les terrains miniers (traduction du polonais : "Ochrona obiektow budowlanych na terenach gorniczych"). Publication du G.I.G., Katowice, 1998."
- MAHAR J.W., MARINO G.G., 1982 – Building response and mitigation measures for building damages in Illinois. Proc workshop on surface subsidence due to underground mining, Morgantown, pp 238-252.
- MAIR R.J. et TAYLOR R.N., 1997 : Tunnels forés dans un environnement urbain. International Conference on soil Mechanics and foundations Engineering 1997, Netherland Vol. 4 pp 2353-2385.
- MANDEL J., 1959 : « Les calculs en matière de pressions des terrains ». Imp. « La Loire Républicaine », 16 pl. Jean-Jaurès – Saint Etienne – France.
- MANDEL J., 1966 : « Cours de mécanique des milieux continus ». Mécanique des solides, tome II. Edition Paris : Gauthier-Villars éditeur, 1966, pp. 497-505.
- MITRI H., 2001 : « Introduction to numerical modelling in rock mechanics ». Department of Mining and Metallurgical Engineering – McGill University. Third draft document presented to the ISRM commission on education, april 2001.
- National Coal Board (NCB), 1975.- Subsidence engineer's handbook.
- NEUHAUS E. H., 1965 - A.B.C. de la construction des maisons d'habitation en zones d'affaissements miniers. Editions Eyrolles, traduit par SOOTS.
- ORCHARD R. J. et ALLEN W. S., 1965 - Ground curvature due to coal mining. *Chartered Surveyor*, Vol. 97, pp. 622-631.
- PENG S.S., CHENG S.L., 1981 - Predicting surface subsidence for damage prevention. *Coal Mining Processing*, Vol. 18, No. 5, mai 1981, pp. 84-95.
- PENG S.S. et CHYAN C.T., 1983 - Surface Subsidence, Surface Structural Damages and Subsidence Predictions and Modeling in the Northern Appalachian Coalfield. *Proc. Workshop on Surface Subsidence due to Underground Mining*, 73-87.
- PENG S.S., LUO Y., DUTTA D., 1996.-An Engineering Approach to Ground Surface Subsidence *Damage Due to Longwall Mining*, pp. 227-231.

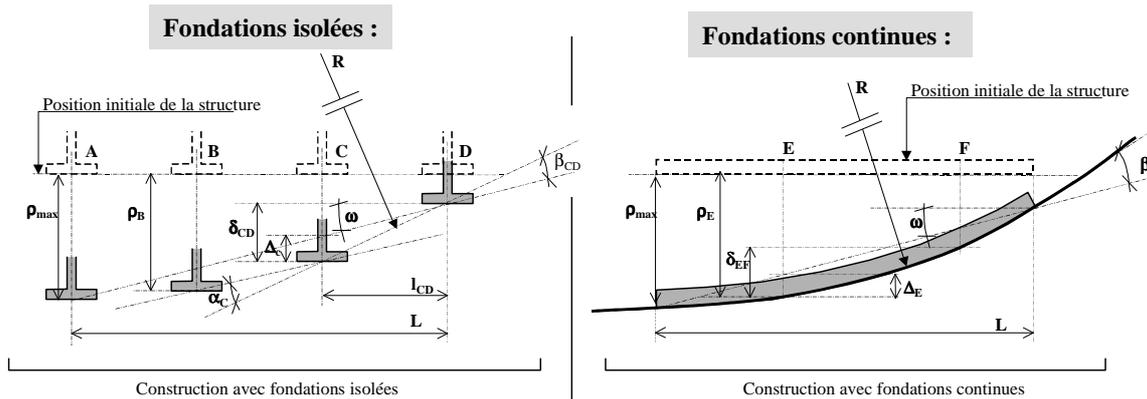
- PIGUET J.P., 1983 : « La modélisation en mécanique des terrains et son application à l'exploitation minière ». Thèse INPL le 29 avril 1983.
- PIGUET J.P., GHOREYCHI M. et SCHWARTZMANN R., 1986 : « Une méthode d'analyse de stabilité d'exploitations partielles tenant compte de piliers en état de rupture ». Communication présentée à Mexroc 85, Zacatecas (Mexique), 2-4 septembre 1985.
- PIGUET J.P., 1997 : « Evaluation des effets de surface dus aux voies et galeries minières anciennes du houiller ». Rapport INERIS, réf. SSE-JPP/DK-97-26EE54/RN01.
- PIGUET J.P. WOJTKOWIAK F., 2000 : Affaissements et déformations au-dessus des exploitations minières : Mécaniques et évolution dans le temps. Mines et Carrières – Industrie Minérale, vol. 28, juin 2000, p. 36-47.
- PIGUET J.P. et WOJTKOWIAK F., 2001 : « Affaissement et déformations au-dessus des exploitations minières : mécanismes et évolution dans le temps ». Conférence mondiale sur le développement durable des anciens pays charbonniers. Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL), mars 1997. Les techniques de l'industrie minière, Juin 2001, pp. 11-22.
- POTTS, 1964 – Current investigation on rock mechanics and roof control, Int congress of rock mechanics, New-York
- PROUST A., 1964 - Etude sur les affaissements miniers dans le bassin du nord et du pas de calais. *Revue de l'industrie minière*, Vol.64, pp. 6-13
- SALAMON M. D. G., 1968 - Elastic moduli of a stratified rock mass. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 5, pp.519-527.
- SALARI RAD H., 1998 : « Modélisation des affaissements dans le domaine aux données limitées ». Thèse INPL, le 23 Oct.1998.
- SAXENA N.C., SINGH B., 1980.-Investigation into the safety of the railway line against ground movment due to extraction of thick seams in India. *Proceedings of the 21st Symposium on Rock Mechanics*, Université du Missouri, pp. 345-355.
- SCHÜMANN E. H. R., 1986 - The monitoring, computation and data analysis of surface subsidence. *SANGORM symposium : The effect of underground mining on surface*, Octobre 1986, 13-22.
- SCHUMANN E. H. R., 1992 - Occurrence of controlled coalmining subsidence in South Africa. COMA, Symposium on Construction over mined areas, Afrique du Sud, pp. 87-96.
- SOOTS P., 1969 - Le phénomène des affaissement miniers et la prévention de ses conséquences dommageables – Cahier du CSTB n°96, ca hier 836.
- STARFIELD A.M. et CUNDALL P., 1988 : « Towards a methodology for rock mechanics modelling ». *Int. J. Rock Mech., Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 25(3), 99-106 (1988).
- THORIN R., 1995 : « Prise en compte dans l'urbanisme des risques d'effondrement des carrières souterraines de gypse abandonnées du massif de l'Hautil ». Inspection Générale des carrières des Yvelines, de l'Essone et du Val d'Oise. L'information est tirée du Web-site : www.amisdelaterre.org/publications/publications_3/thorin.html.
- TINCELIN E. et SINOUE P., 1962 : « Effondrements brutaux et généralisés (coups de toit) ». *Revue de l'Industrie Minière*, avril 1962.
- TINCELIN E. et SINOUE P., 1978 : « Mode d'action et règles du boulonnage ». R.I.M, Oct.1978.
- TINCELIN E., 1982 : « Méthode d'exploitation par îlots réduits ». Documentation de l'INERIS. Parc technologie ALATA. B.P.N°7-60550 Ver neuil-en-Halatte France.

- TIMOSHINKO S., 1962 : « Théorie des plaques et coques ». édition Dunod 1961.
- TIMOSHINKO S., 1968 : « Résistance des matériaux, tome 1 et 2 ». édition Dunod 1968.
- TRIPLETT T., LIN G., KANE W., BENETT R., 1992 -The effects of ground subsidence on various types of linear foundations. *COMA, Symposium on construction over mined areas*, Pretoria, South Africa, Mai 1992, pp. 99-106.
- TRITSCH J.J., 1987 : « Carrière souterraine de Belle Roche : Examen des conditions actuelles de stabilité ». Cerchar Industrie : réf : GAI-JTr/JS 87 (1)-98 71-1833/01.
- TRITSCH J.J., 1995 : « Evaluation des méthodes et du coût de la mise en sécurité des populations menacées par les risques d'effondrement de carrières ». INERIS ; Réf : SSE-JTr/CS 24EA03/R02.
- URBANIK W. et OSBORNE V.J., 1986 - Monitoring and predictive modelling of subsidence in the west Moreton coalfield. *Symp. on gound movement and control related to coal mining*, AusIMM Illawarra branch, 324-333.
- VACHAT J.C., 1982 - Les désordres survenant dans les carrières de la région parisienne. Etude théorique et pratique de l'évolution des fontis. *Mémoire présenté au conservatoire national des arts et métiers*, chaire de géologie appliquée aux bâtiments et aux travaux publics.
- VAN DER MERWE J.N., 1986 - Analysis of surface subsidence over a longwall panel at 50m below surface. *SANGORM symposium : The effect of underground mining on surface*, Octobre 1986, 145-150.
- VAN DER MERWE J.N., 1992.- The prediction of subsidence in the secunda and sasolburg areas. *COMA, Symposium on Construction over mined areas*, Afrique du Sud, pp. 81-86.
- VILLARD P., GOURC J.P. et BLIVET J.C., 2002 : « Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires ». *Revue française de géotechnique*, Volume 99, pp. 23 – 34.
- WAGNER H., SCHÜMANN E.H.R., 1991 - Surface effects of total coal-seam extraction by underground mining methods. *J.S. Afr. Inst. Min. Metall.*, Vol. 91, No. 7, Juillet 1991, pp.221-231.
- WARBURTON P.M., 1988 - « Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces ». *International Journal of Rock mechanics, Mining Sciences and Geomechanics*, Volume 18, Ed. Pergamon Press, London.
- WARDELL K., 1957 - The minimisation of surface damage, *Colliery Engng.* 34, p 361.
- WHITTAKER B. N. et REDDISH D., J., 1989.- *Subsidence's : Occurrence, Prediction, Control*. Editions Elsevier.
- YOKEL F.Y., SALOMONE L.A., CHUNG R. M., 1981 - Construction of housing in mine subsidence areas. National bureau of standards, department of commerce, DC NBSIR 81-2215, Washington.
- YOKEL F.Y., SALOMONE L.A., GRAY R.E., 1982 - Housing construction in areas of mine subsidence. In *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 108, No. GT9.
- YUO L., PENG S.S. et DUTTA D., 1996 - Some mitigative measures for prediction of surface structures affected by ground subsidence. 3rd subsidence workshop due to underground mining, pp 129-138.

10 LISTE DES ANNEXES

Repère	Désignation	Nombre de pages
Annexe 1	Tableaux et valeurs de seuils	7 A4
Annexe 2	Evaluation de l'affaissement maximal A_m au centre de la cuvette	12 A4
Annexe 3	Formules mathématiques du profil d'affaissement vertical d'un affaissement minier	2 A4
Annexe 4	Prévision des mouvements de terrain par utilisation d'abaques	6 A4
Annexe 5	Approche analytique du problème d'autocomblement des galeries	6 A4
Annexe 6	Méthode mixte de prévision des effondrements de type fontis	4 A4
Annexe 7	Abaque permettant de déterminer la force induite dans un géotextile + Fiche descriptive du projet RAFAEL	7 A4 2 A4 RV

Annexe 1 : Tableaux et valeurs de seuils



ρ = tassement d'un point de l'ouvrage par rapport à la position initiale de la structure.	
ρ_i désigne le tassement de la fondation « i ».	ρ_i désigne le tassement d'un point quelconque « i » de la fondation.
δ = tassement différentiel entre deux points de l'ouvrage.	
δ_{ij} correspond au tassement différentiel entre la fondation « i » et la fondation « j ».	δ_{ij} correspond au tassement différentiel entre deux points quelconques « i » et « j » de la fondation.
Δ = déflexion relative d'un point de l'ouvrage par rapport à la position inclinée.	
Δ_i correspond au tassement relatif de la fondation « i ».	Δ_i correspond au tassement relatif d'un point quelconque « i » de la fondation. Si la courbure du terrain est constante le long de l'ouvrage, sa valeur maximale est à mi-longueur de l'ouvrage et vaut : $\Delta_{max} = L^2/8R$
ω = inclinaison de l'ouvrage.	
Δ/L = taux de déflexion d'un point de l'ouvrage par rapport à la position inclinée.	
Δ_i/L correspond à la déflexion relative d'une fondation « i » rapportée à la longueur totale de l'ouvrage.	Δ_i/L correspond à la déflexion relative d'un point quelconque « i » de la fondation rapportée à la longueur totale de l'ouvrage.
δ/l = rotation de deux points de la structure par rapport à la position initiale.	
δ_{ij}/l_{ij} désigne la rotation du segment joignant les fondations « i » et « j ».	δ_{ij}/l_{ij} correspond au tassement différentiel entre deux points quelconques « i » et « j » de la fondation. En considérant deux points rapprochés, δ/l tend vers la pente de la cuvette aux points considérés.
β = angle de distorsion de l'ouvrage.	
β_{ij} désigne la rotation du segment joignant les fondations « i » et « j » par rapport à la position inclinée.	β_{ij} désigne la rotation du segment joignant deux points quelconques « i » et « j » de la fondation par rapport à la position inclinée de la structure. Si la courbure du terrain est constante le long de l'ouvrage, sa valeur maximale est à une des extrémités de la structure et est égale à $L/2R$.
α = déformation angulaire de l'ouvrage.	
α_i désigne l'angle entre deux segments de droite reliant la fondation « i » considérée aux deux fondations de part et d'autre.	cette grandeur n'est pas pertinente puisqu'en considérant trois points rapprochés la déformation angulaire tend vers une valeur nulle.

Rappel des principales notations utilisées dans cette annexe (d'après Deck, 2002)

Changement de longueur du bâtiment	Importance du dommage	Caractéristiques du dommage subi
Jusqu'à 0,1 %	Très léger ou négligeable	Fissures très légères dans les plâtres. Peut être de légères fissures isolées dans l'immeuble, non visibles de l'extérieur.
0,1 % 0,2 %	Léger	Plusieurs fissures légères visibles à l'intérieur de l'immeuble. Les portes et fenêtres peuvent se coincer. Des réparations de murs et plafonds peuvent être nécessaires
0,2 % à 0,3%	Appréciable	Fissures légères visibles de l'extérieur. Les portes et fenêtres sont coincées. Les canalisations sont rompues.
0,3 % à 0,4 %	Sévère	Canalisations rompues. Crevasses dans les murs. Châssis de portes et fenêtres tordus. Parquets et sol en pente. Murs hors d'aplomb ou bombés. Quelques déchaussements dans les poutres. En cas de compression, chevauchement des joints dans les toits et soulèvement du gros œuvre en briques, avec crevasses horizontales.
0,5 %	Très sévère	Le bâtiment doit être reconstruit partiellement ou complètement. Les poutres de la charpente et des planchers sont déchaussées, les murs penchent très fort et doivent être étayés. Fenêtres brisées et tordues. Gauchissement et bombements des planchers et des murs en zone de compression.

Tableau 21 : Conséquences de la déformation horizontale des bâtiments par rapport à leur état initial (d'après le NCB, 1975).

Le Tableau 22 donne les classes de dommages définies dans des recommandations de l'Association Française des Travaux En Souterrain [AFTES, 1995]. Ses classes sont notamment établies en fonction des seuils de déformation et des descriptions des fissures observées. Pour l'AFTES, la largeur de fissure n'est qu'un aspect des dommages et elle ne peut être utilisée comme mesure directe. Elles sont identiques à celles proposées par Burland (1977). Cette classification ne mentionne pas les caractéristiques des bâtiments.

Classe de dommages	Degré de dommages	Description des dommages	Limite de déformation horizontale %	Largeur des fissures (mm)
0	négligeable	Microfissures	0-0,05	< 0,1
1	Très faible	Esthétiques	0,05-0,075	< 1
2	Faible	Esthétiques à traiter	0,075-0,15	< 5
3	moyen	Fonctionnels	0,15-0,3	5 à 15 ou plusieurs fissures
4 à 5	Sévère à très sévère	Structurels	> 0,3	> 15

Tableau 22 : Différentes classes de dommages définies par l'AFTES [AFTES, 1995]

Plus qu'une véritable classification, le Tableau 23 indique des valeurs seuils de dommages qui diffèrent suivant les auteurs [in Bruhn, 1992]. Notons que ces différents seuils dépendent notamment de la nature du sol et des caractéristiques de la structure et sont issues de l'expériences et d'observations *in situ*. A titre d'exemple, on note que **la valeur limite de l'angle de distorsion à prendre en compte dans la conception des ouvrages neufs est 1/1000 pour des murs en briques. La même valeur est considérée comme seuil des dommages architecturaux pour des structures classiques.** Ce tableau reflète parfaitement l'intérêt d'utiliser l'angle de distorsion et le coefficient de déflexion sans pouvoir donner de valeurs limites homogènes en fonction du type d'ouvrage.

Référence	Valeurs limites	Observations
Meyerhof (1953)	$\beta = 1/300$ $\beta = 1/1000$ $\alpha = 1/200$	<ul style="list-style-type: none"> colonnes en acier et renforcement en béton valeur suggérée pour la conception murs en briques
Skempton et MacDonald (1956)	$\beta = 1/150$ $\beta = 1/300$ $\beta = 1/500$ $\beta = 1/1000$	<ul style="list-style-type: none"> dommages structuraux au niveau des poutres limite des dommages aux murs et châssis des bâtiments limite de conception suggérée pour éviter la rupture limite pour tous les dommages normés
Polshin et Tokar (1957)	$\beta = 1/200$ $\beta = 1/500$ $\alpha = 1/3300$ $\alpha = 1/2500$ $\alpha = 1/2000$ $\alpha = 1/4000$	<p>Quelques conseils pour la prévention des dommages</p> <ul style="list-style-type: none"> acier non rempli avec un châssis en béton acier non rempli et structure en béton <p>Dommages en fonction de la longueur L et la hauteur H du bâtiment pour le cas des murs en briques</p> <ul style="list-style-type: none"> $L/H < 3$ (matériau de revêtement : sable) $L/H < 3$ (matériau de revêtement : argile molle) $L/H < 5$ (matériau de revêtement : sable) $L/H < 5$ (matériau de revêtement : argile molle)
Grant, Christian et Vanmarcke (1974)	$\beta = 1/300$	Limite des dommages pour le chargement des murs et des poutres du bâtiment
O'Rourke, Cording et Boscardin (1978)	$\beta = 1/1000$ $\beta = 1/300$ à $1/1000$ $\beta = 1/500$ à $1/333$ $\beta = 1/125$ à $1/500$	<p>Pour des murs en briques :</p> <ul style="list-style-type: none"> seuil architectural des dommages concentration de fissures pouvant atteindre 0.3 à 0,6cm de large dommages gênants pour l'occupant du bâtiment (porte coincées et fenêtres brisées) risque d'effondrement des murs.

Tableau 23 : Valeurs limites de la distorsion β et du taux de déflexion α et évaluation des dégâts susceptibles d'apparaître dans les bâtiments [in Aissaoui, 1999]

Nous proposons de regrouper les différentes classes ou descriptions de dommages en trois sous-ensembles caractéristiques :

- **dommages esthétiques ou architecturaux** : ils se traduisent par le blocage éventuel des portes et des fenêtres. Les dommages sont éventuellement visibles à l'extérieur du bâti et se manifestent par des fissures qui ne dépassent pas 5 mm d'ouverture (souvent de l'ordre du mm). En terme de réparations, ce type de dommages est généralement considéré comme très faible ou faible (Figure 34);
- **dommages fonctionnels** : la structure, bien que dégradée, ne présente pas de danger pour son utilisation, mais elle peut atteindre un état limite de service. Les portes et les fenêtres se bloquent fréquemment, on constate des fissures d'une ouverture de l'ordre du cm. Des réparations et éventuellement, la reconstruction de certaines parties sont nécessaires (Figure 35) ;
- **dommages structurels** : l'ouverture des fissures dépasse le centimètre. L'état ultime de l'ouvrage est atteint. Les réparations sont très lourdes et obligatoires avant toute réoccupation des locaux. La structure doit être surveillée (Figure 36).



Figure 34 : Illustration de dommages architecturaux



Figure 35 : Illustration de dommages fonctionnels



Figure 36 : Illustration de dommages structurels

Le Tableau 24 fournit les principaux seuils pour ces trois classes de dommages et pour plusieurs types de matériau utilisés en bâtiment [Battacharya et al, 1984]. Il a été établi pour quatre catégories de structures classiques situées en sites urbain et rural aux Etats Unis:

- 1er groupe : structures en maçonnerie et briques avec des murs porteurs de faible hauteur ;
- 2^{ème} groupe : structures en béton armé et métalliques et/ou structures en portique.
- 3^{ème} groupe : structures en poteaux et portiques.
- 4^{ème} groupe : structures massives avec une rigidité importante et un noyau central.

Les seuils donnés sont des seuils limites de tolérance qui doivent, pour chaque type de structure, être intégrés au projet de construction.

Seuils admissibles					
Groupe de structure	Classe des dommages	Angle de distorsion β ($\cdot 10^{-3}$)	Déformation horizontale ε ($\cdot 10^{-3}$)	Déflexion Δ ($\cdot 10^{-3}$)	Rayon de Courbure R (km)
Briques et maçonnerie	Architecturale	1	0.5	0.3	-
	Fonctionnelle	2.5-3.0	1.5-2.0	0.5	20
	Structurelle	7	3	-	-
Acier et béton	Architecturale	1.3	-	-	-
	Fonctionnelle	3.3	-	-	-
	Structurelle	-	-	-	-
Structures portiques et poteaux	Architecturale	1.5	1		
	Fonctionnelle	3.3-5.0			
	Structurelle	-	-	-	-
Massif	données non disponibles				

Tableau 24 : Classement de dommages en fonction du groupe de structure

Le Tableau 25 synthétise les classifications des dégâts en fonction des valeurs seuils définies dans différents pays. Lorsque cela s'est avéré possible, les conditions de validité de ces classifications ont été indiquées. La deuxième partie du tableau indique les normes retenues dans différents pays pour les nouvelles constructions, celles-ci ne devant subir aucun dommage avec les valeurs seuils indiquées.

Notons que les dommages dits très légers à légers sont généralement considérés comme acceptables.

Classe de dommages	Pays	Déformation (mm/m)	Pente (‰)	Rayon (km)	Observations
Très légers	Ex - URSS (0)	<2	<4	>20	(0) Pour les bâtiments, et des maisons.
	Grande Bretagne (1)	<0,5	<2,5	>50	
	Pologne (0)	<1,5	<4	>20	(1) Pour un bâtiment de longueur 60m.
	Chine (0)	<2	<3	>5	
Légers	Ex - URSS (0)	<3,5	<4,5	>18	(0) Pour des maisons
	Grande Bretagne (1)	<1		>20	
	Pologne (0)	<3	<4,5	>18	
	Chine (0)	<4	<6	>2,5	
Appréciables	Ex - URSS (0)	<3,5	<5	>12	(0) Pour des maisons
	Grande Bretagne(1)	<2	<10	>11	
	Pologne (0)	<6	<5	>12	
Sévères	Ex - URSS (0)	<6	<8	>5,5	
	Grande Bretagne (1)	<3	<15	>8,3	
	Pologne (0)	<9	<8	>5,5	
	Chine	<6	<10	>1,6	(0) Pour des maisons
Très sévères	Ex - URSS (0)	>7,5	>10	<3	(0) Pour des maisons
	Grande Bretagne (1)	>3	>15	<6,25	
	Pologne (0)	>9	>8	<3	
	Chine	>6	>10	>1,6	
Norme pour dommages nuls à très légers	Allemagne (2)	0,6 et 0,5	1 à 2		(2) Pour les pipelines et fondations. (0) Pour des maisons (3) Pour les bâtiments.
	Chine (0)	2	3	5	
	États-Unis (3)	0,4 et 0,8			
	Ex - URSS (2)	2	4	20	(4) Pour les surfaces agricoles.
	France (2)	1 à 2			
	Grande-Bretagne (2)	1			
	Inde (4)	2 à 3	2 à 3		
Japon (2)	1 et 5				
Pologne (2)	1,5	2,5	20		

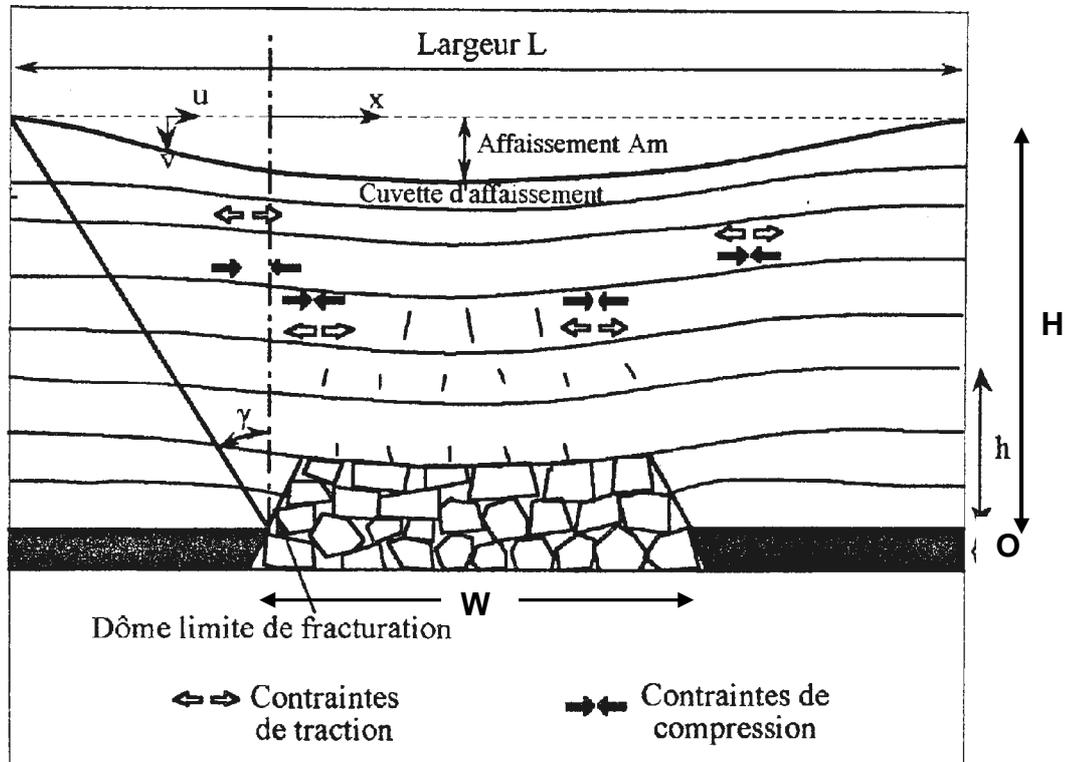
Tableau 25 : Classification des dégâts miniers et limites acceptables selon les pays * (in Aissaoui, 1999 et Ji-Xian, 1985).

* 0 à 4 sont les types d'ouvrages concernés par les classes ou les normes indiquées dans ce tableau.

Annexe 2 : Evaluation de l'affaissement maximal A_m au centre de la cuvette

Evaluation de l'affaissement maximal A_m au centre de la cuvette

On rappelle en préalable à la méthode de calcul de A_m , les différents paramètres qui interviennent, ainsi que certaines considérations physiques.



Rappel de la figure 1

Lorsqu'un effondrement se produit en souterrain à une certaine profondeur H , la perturbation peut atteindre (ou non) la surface, et produire un affaissement (ou un effondrement).

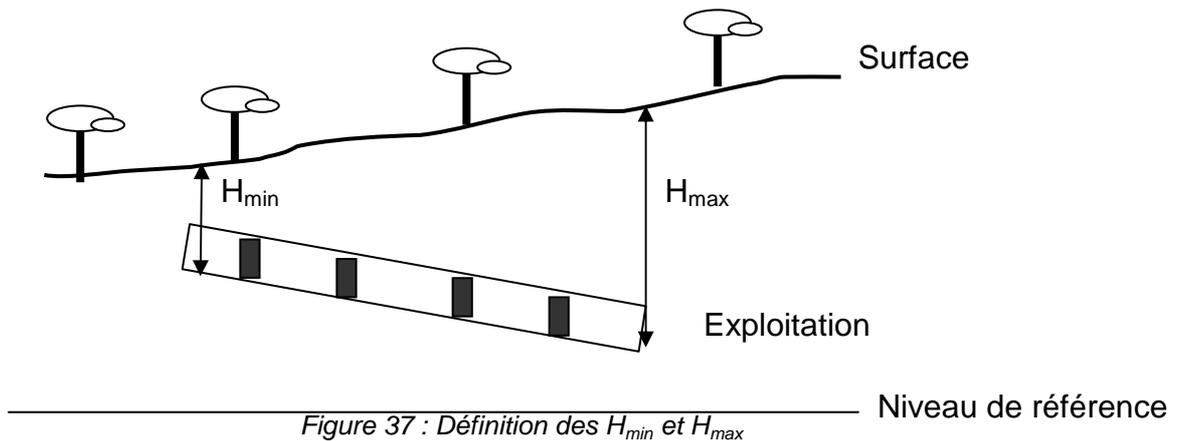
Le déplacement vertical observé au centre de la cuvette ne peut excéder physiquement une certaine valeur appelée affaissement maximal et notée A_m . Cette valeur dépend notamment de l'ouverture O des travaux souterrains, de la nature du traitement des vides (persistance de vides, foudroyage, remblayage...), ainsi que de l'épaisseur et de la nature des terrains de recouvrement. En toute logique, la valeur de A_m est toujours inférieure à l'ouverture O .

La méthodologie suivante permet d'évaluer la valeur de A_m .

Détermination de la profondeur H

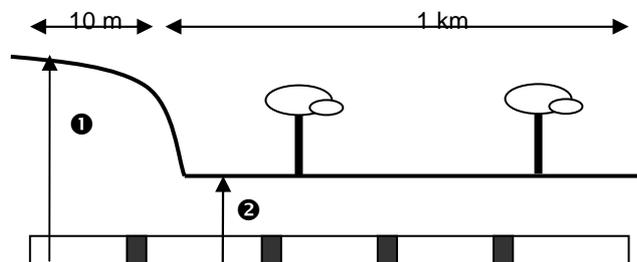
On définit :

- H_{min} : la plus petite profondeur d'exploitation, c'est la différence de cote NGF entre le mur de l'exploitation et la surface.
- H_{max} : la plus grande profondeur d'exploitation, c'est la différence de cote NGF entre le mur de l'exploitation et la surface.



Remarques :

a) Problème de représentativité du H_{min} (ou du H_{max}), voir le dessin suivant :



Par définition $H_{max} = \mathbf{1}$, mais dans notre cas concret ce choix ne représente pas exactement la réalité. C'est pourquoi on retiendra, pour ce cas particulier,

$$H_{min} = H_{max} = \mathbf{2}.$$

b) Quelle valeur utiliser, dans la pratique H_{min} ou H_{max} ?

Il est convenu de prendre la valeur correspondant à l'approche la plus sécuritaire. Par exemple dans le calcul de la sollicitation ($\sigma=k \cdot H$), il s'agira de la valeur H_{max} afin de majorer la contrainte, alors que dans le calcul de la déformation ($\varepsilon=k'/H$), ce sera plutôt H_{min} toujours dans une optique de majoration.

c) Attention

Le renseignement des H se fait par zones homogènes (par couches) ; ensuite pour les zones d'affaissement, les valeurs de H retenues sont :

H_{\min} zone d'affaissement = H_{\min} zone homogène la plus proche de la surface, sans tenir compte de l'épaisseur des intercalaires ;

H_{\max} zone d'affaissement = H_{\max} zone homogène la plus profonde, sans tenir compte de l'épaisseur des intercalaires ;

Il faut tout de même que la zone homogène, permettant de définir le H de la zone d'affaissement, soit suffisamment représentative. Dans la pratique il faut que l'étendue de cette zone homogène ne soit pas négligeable devant l'étendue de la zone d'affaissement.

d) **Dans certains cas**, du fait d'une forte variation du H, deux zones homogènes différentes pourront être définies, tout paramètre identique par ailleurs.

Détermination du Taux de défrètement τ

Définition de τ

On pose par définition, le taux de défrètement égal au rapport entre la surface défréetée dans une maille et la surface totale de cette maille, par conséquent la fraction surfacique des piliers est égale à $1 - \tau$.

Méthodes d'évaluation de τ

1) Par la méthode des paramètres de mailles (pour des piliers parallélépipédiques relativement réguliers).

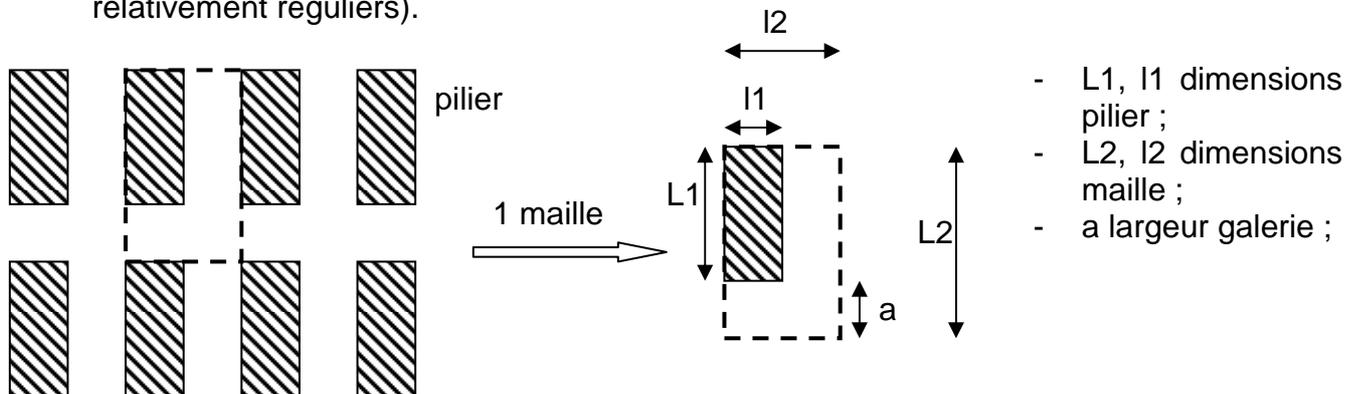


Figure 39 : Méthode « des paramètres de maille »

$$\tau = \% \text{ de vide} = \frac{\text{Surfacemaille} - \text{Surfacepilier}}{\text{surfacemaille}} = 1 - \frac{l1 * l2}{L2 * l2} = 1 - \frac{(L2 - a) * (l2 - a)}{L2 * l2}$$

2) Par la méthode des surfaces (pour des piliers souvent moins réguliers que précédemment)

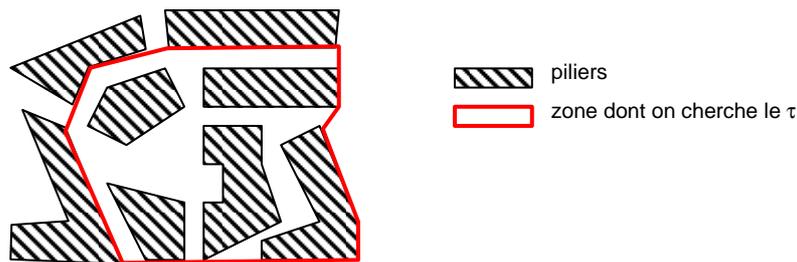


Figure 40 : Méthode des « surfaces »

Par l'intermédiaire d'un logiciel de traçage, il est aisé de dessiner les polygones suivants :

- ceux définissant les piliers,
- un autre, en rouge sur la figure, délimitant la zone dont on cherche à évaluer le τ .

Il suffit, ensuite, de calculer la surface du polygone rouge (S_{zone}) ainsi que la somme des surfaces des piliers (S_{piliers}) et le rapport donne le taux de défrètement de la zone :

$$\tau = 1 - \frac{S_{\text{piliers}}}{S_{\text{zone}}}$$

Remarques :

1) Attention à la forme des piliers, les dimensions considérées changent :

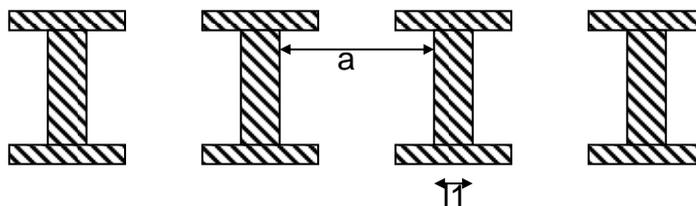


Figure 41 : Différentes formes des piliers

2) Attention :

Le renseignement du τ se fait par zones homogènes (par couches).

Ensuite afin de renseigner le τ d'une zone d'affaissement, nous retenons :

$\tau_{\text{zone d'affaissement}} = \max(\tau_{\text{zones homogènes}})$, quelle que soit l'épaisseur des intercalaires.

Sollicitation totale (prise en compte des surcontraintes : σ_t)

Le but, ici, est d'estimer σ_t (sollicitation totale qui tient compte des éventuels phénomènes de surcharge due aux exploitations à proximité de la zone de piliers abandonnés considérée) à partir de la connaissance de σ_p (sollicitation s'exerçant sur les piliers uniquement due au poids du recouvrement).

- **1^{er} cas :**

Si la zone de piliers abandonnés longe « directement » un dépilage dans la même couche ou dans une « couche proche » (i.e. si la zone séparant les piliers et le dépilage est inférieure à $0.2H_{max}$, voir figure ci-après) alors $\sigma_t = 1,2 \sigma_p$ (ou plus, si le dépilage n'est qu'un îlot).

- **2^{ème} cas :**

Si la zone de piliers abandonnés est séparée du dépilage par des piliers barrières correctement dimensionnés (bande tracée à moins de 20 % et de largeur au moins égale à $0,2H_{max}$, voir figure ci-après) : $\sigma_t = \sigma_p$.

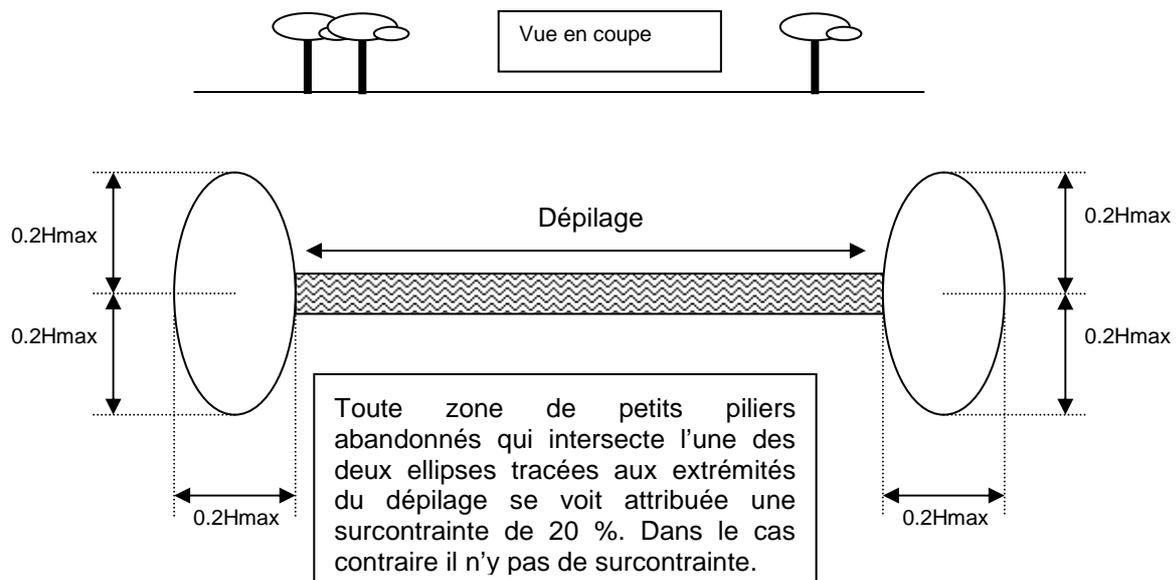


Figure 42 : zone de piliers séparée du dépilage par des piliers barrières

- **3^{ème} cas :**

Si la zone de piliers abandonnés forme un cap (figure ci-dessous) entre deux zones dépilées, les majorations de la sollicitation dues à chacune de ces zones s'appliquent sur les mêmes piliers, dans ce cas, $\sigma_t = 1,45 \sigma_p$.

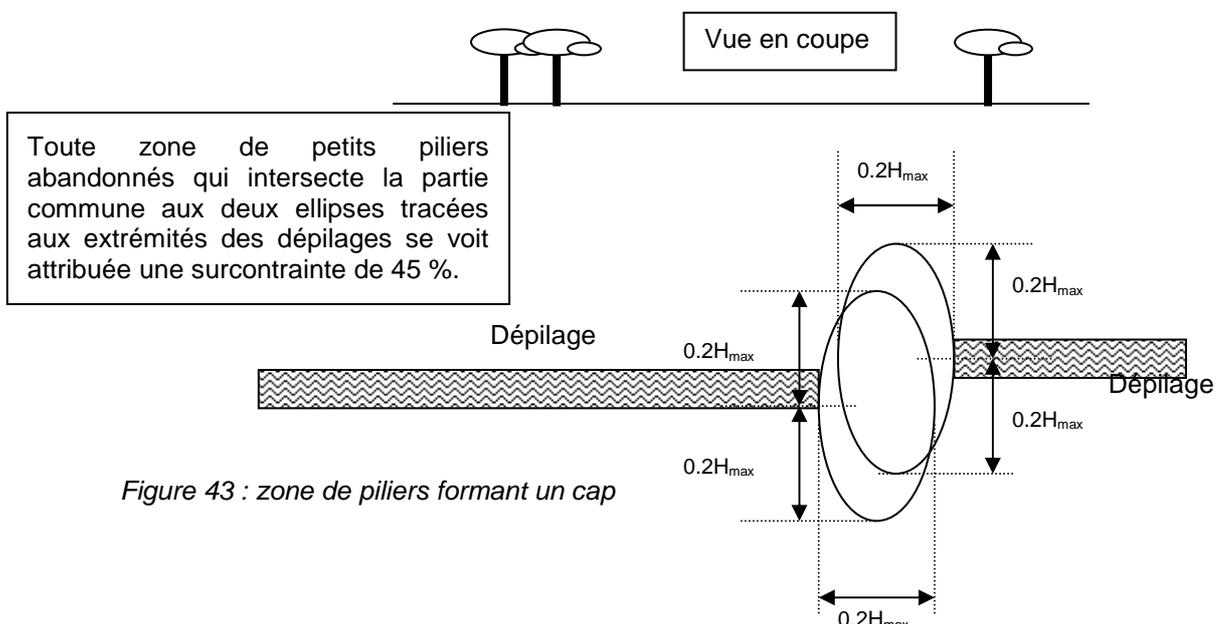


Figure 43 : zone de piliers formant un cap

Cas particuliers :

a) Le **cas limite** suivant nécessite un facteur de surcontrainte spécifique :

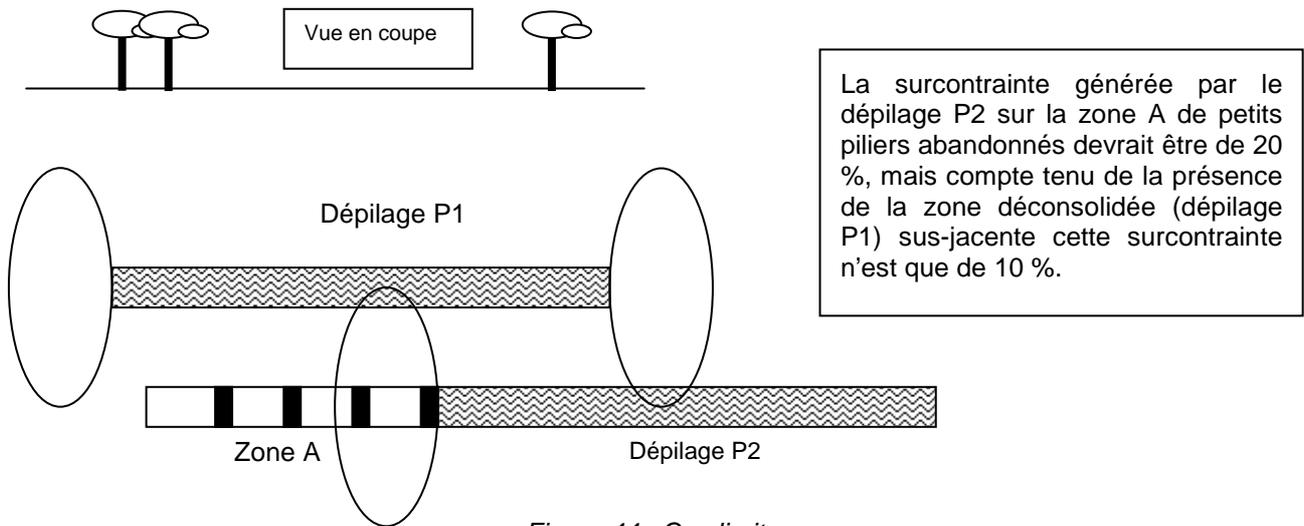


Figure 44 : Cas limite

b) **Cas extrême :**

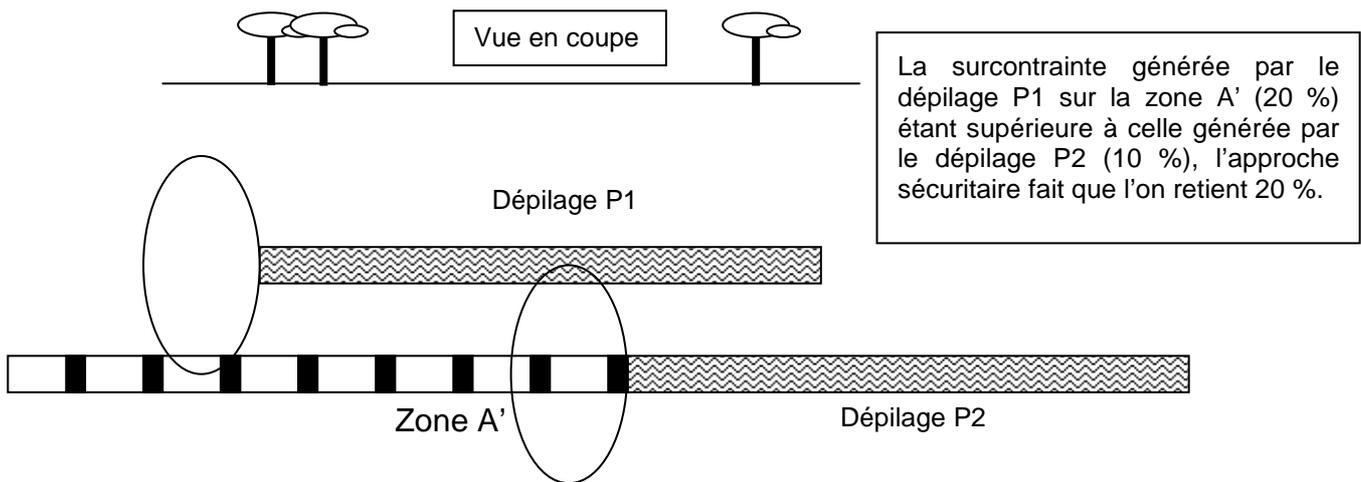


Figure 45 : Cas extrême

Attention :

Le renseignement des sollicitations se fait par zones homogènes (par couches). Ensuite pour une zone d'affaissement (notamment les multicouches), il suffit de prendre la valeur : $\sigma_t \text{ zone d'affaissement} = \max(\sigma_t \text{ zones homogènes})$, sans tenir compte de l'épaisseur des intercalaires.

Il faut tout de même que la zone homogène, permettant de définir la sollicitation de la zone d'affaissement, soit suffisamment représentative. Dans la pratique il faut que l'étendue de cette zone homogène ne soit pas négligeable devant l'étendue de la zone d'affaissement.

Largeur de la zone W

Le paramètre W d'une zone (homogène), exprimé en m, correspond au diamètre du plus grand cercle qui peut être inscrit dans la zone considérée. Attention toutefois, la détermination de ce paramètre varie selon le voisinage « immédiat » de notre zone (voir figures suivantes).

Remarque : Toutes les valeurs limites dont il est question dans les paragraphes suivants ont été déterminées par rétro-analyse, puis approuvées par un collège d'experts.

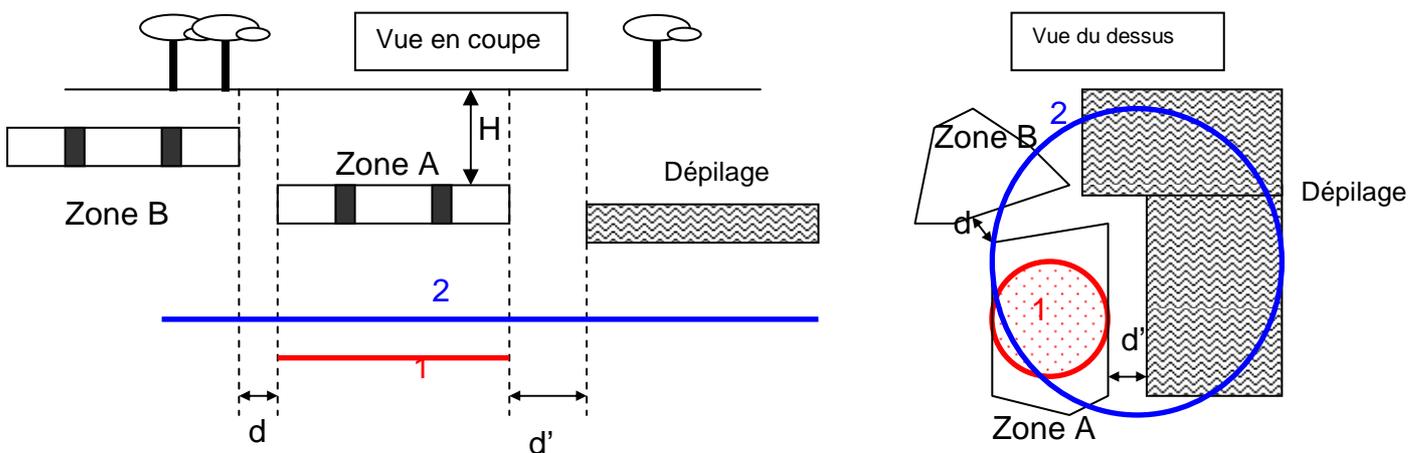
Méthode d'évaluation de W

Pour évaluer W il faut distinguer deux cas :

- a) Une zone de piliers abandonnés est entourée d'une bande ferme d'une largeur au moins égale à $0.2H_{\max}$, la valeur du W de la zone est alors « limitée à cette zone » (voir figure suivante).

Concrètement, considérons la situation suivante, nous cherchons à déterminer le W d'une zone homogène A :

Si d et $d' > 0.2H_{\max}$ alors ni le dépilage ni la zone d'affaissement B n'influenceront l'effondrement potentiel de la zone A. Dans ce cas nous choisirons comme W de la zone A le rayon du cercle 1.



- b) Une zone est bordée, dans la même couche ou les couches voisines, par un dépilage ou par une autre zone d'affaissement, le W de la zone considérée doit alors prendre en compte ce voisinage.

Concrètement en poursuivant notre exemple :

Si d et $d' < 0.2H_{\max}$ alors le comportement de la zone A doit tenir compte du dépilage et de la zone d'affaissement B. Pour cela nous choisirons comme W de la zone A non pas le rayon du cercle 1 mais celui du cercle 2.

Le cas particulier, représenté par le schéma suivant, d'une zone A située au-dessous d'un dépilage est bien entendu compris dans ce cas.

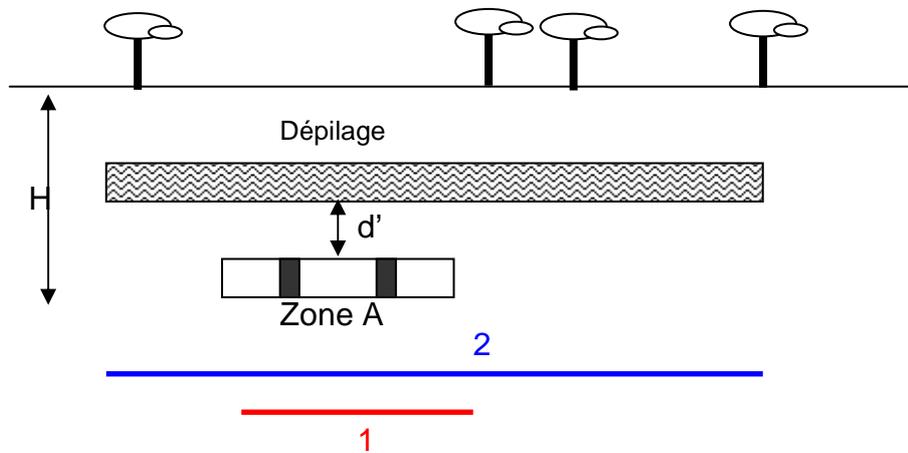


Figure 47 : Définition de W à partir des cercles inscrits

Attention :

L'évaluation du W se fait, dans un premier temps, par couches homogènes. Puis pour une zone d'affaissement, il suffit de prendre la valeur :

W zone d'affaissement = max (W zones homogènes), sans tenir compte de l'épaisseur des intercalaires ;

Interprétation du paramètre W

L'effondrement au fond d'une zone considérée ne se traduira par des effets marqués en surface que si cette zone a un W (déterminé comme ci-dessus), supérieur à la largeur maximale autorisée pour un îlot correctement dimensionné.

D'autre part, l'affaissement maximal en surface n'est atteint que si l'étendue de la zone en question est supérieure à la surface (ou aire) critique, c'est-à-dire que sa plus petite dimension est supérieure à $1.2H_{\min}$ (ou $0.9H_{\min}$).

En résumé :

- $W \leq 0.4H_{\min}$ (ou $W \leq 0.2H_{\min}$ pour les couches sous un dépilage → pas d'effets en surface → zones largement sous critiques ;
- $W \geq 1.2H_{\min}$ (ou $W \geq 0.9H_{\min}$ pour les couches sous un dépilage → au moins un point de la surface atteint l'affaissement maximal → zones critiques et sur critiques ;
- $0.4H_{\min} < W < 1.2H_{\min}$ (ou $0.2H_{\min} < W < 0.9H_{\min}$ pour les couches sous un dépilage → aucun point n'atteint l' A_m mais certains points subissent des affaissements plus faibles, zones sous critiques.

Ouverture de l'exploitation O

Il s'agit d'un paramètre quantitatif exprimé en mètres qui correspond :

- soit à une différence de côtes NGF

$$O = \text{Cote du toit} - \text{Cote du mur}$$

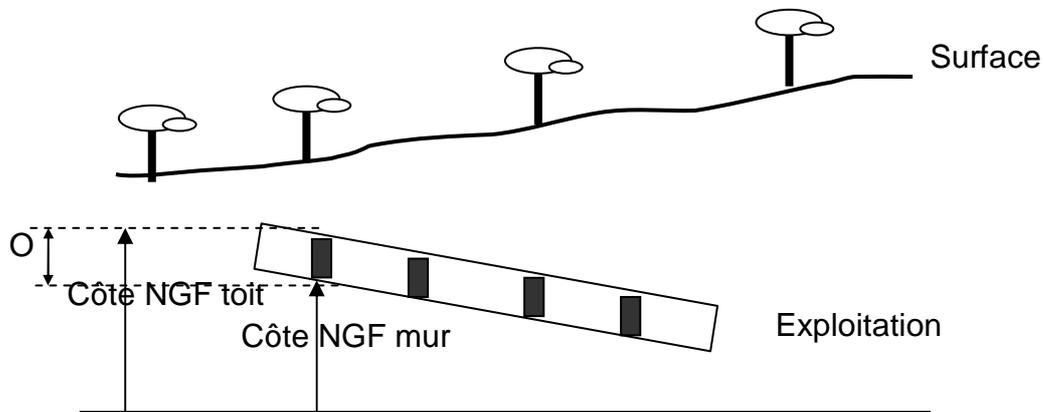


Figure 48 : Définition de O ouverture de l'exploitation

- soit à la valeur donnée par les plans d'exploitation.

Attention

La définition précédente correspond à l'ouverture par couches exploitées donc par zones homogènes.

Pour une zone d'affaissement multicouche il faut alors considérer : l'ouverture cumulée en mètres. Elle correspond à la somme des ouvertures dans les différentes couches sans leur intercalaire.

$$O \text{ zone d'affaissement} = \Sigma (O \text{ zones homogènes})$$

Evaluation de l'affaissement maximal attendu (A_m)

1^{ère} phase : Détermination des paramètres de « dimension de l'exploitation » :

H_{\min} : profondeur minimale de la zone.

τ : taux de défrètement de l'exploitation ;

W : largeur de la zone dépilée ou effondrée ;

O : ouverture de la couche (ou des couches) concernée par les mesures d'affaissement ;

2^{ème} phase : Détermination de l'affaissement en fonction des « dimensions de l'exploitation », à partir d'abaques empiriques.

Les rétro-analyses menées sur les **affaissements connus du bassin ferrifère lorrain** ont permis de tracer deux courbes de l'évolution de l'affaissement en fonction du rapport (largeur/profondeur). Est présenté ci-après l'ensemble des couples de

valeurs et une courbe moyenne de la relation entre le rapport de $(A_m/\tau \cdot O)$ et le rapport W/H_{min} .

Les figures présentent respectivement les courbes pour les cas d'exploitations sans et avec dépilage dans les couches supérieures. On peut noter, pour une exploitation sans « dépilage au-dessus », que la courbe d'affaissement démarre pour un rapport O/H égal ou supérieur à 0,4. En revanche, pour une exploitation sous dépilage, il commence à 0,2.

La largeur critique, pour les exploitations sans dépilage « au-dessus », est observée pour un rapport largeur/profondeur égal à 1,2 et pour un rapport égal à 1 pour les exploitations sans dépilage.

L'affaissement maximal est obtenu à $0,5 \tau \cdot O$ pour les zones sans dépilage « au-dessus », et $0,75 \tau \cdot O$ pour les zones avec dépilage au-dessus.

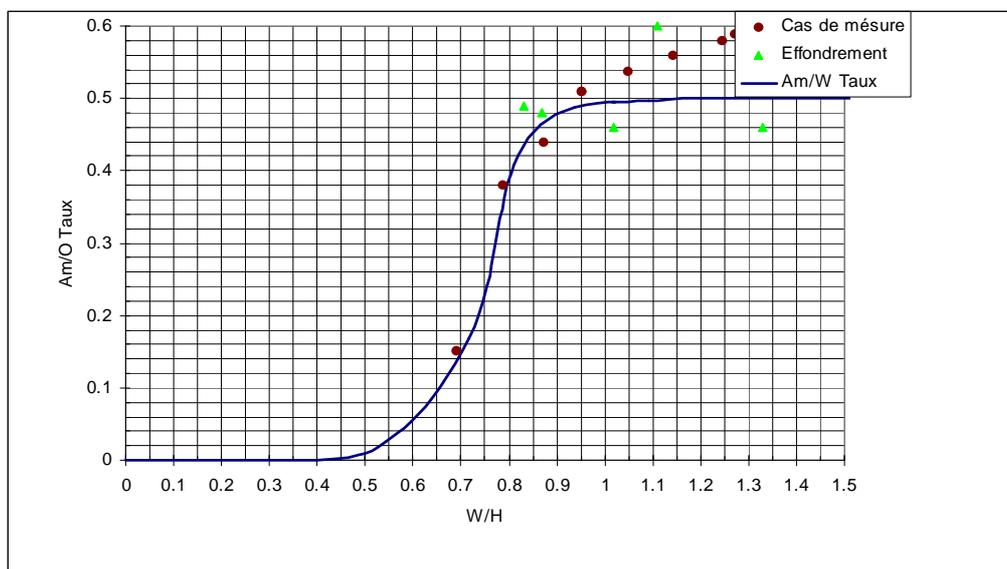


Figure 49 : « Courbe à 0.5 sans dépilage » - Bassin Ferrifère Lorrain

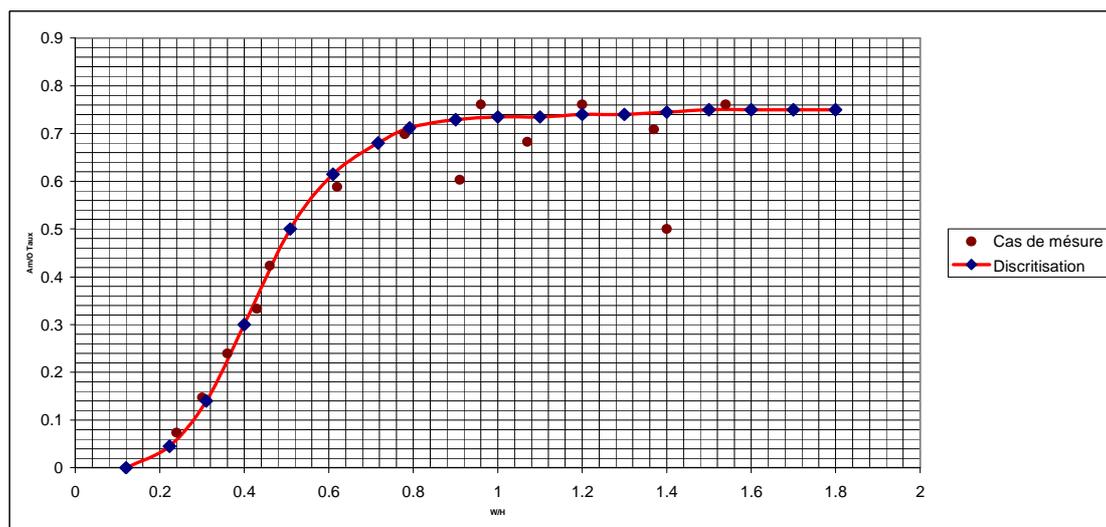


Figure 50 : « Courbe à 0.75 avec dépilage » - Bassin Ferrifère Lorrain

Il suffit de lire sur l'une des courbes le rapport $A_m/O^*\tau$, en fonction du rapport W/H_{\min} déterminé précédemment, duquel on déduit la valeur de l'affaissement maximal A_m attendu pour cette zone.

Attention :

Le calcul de A_m se fait par zones homogènes.

Ensuite :

- pour les zones d'affaissement multicouches : A_m zone d'affaissement = $\Sigma(A_m$ zones homogènes) sans tenir compte de l'épaisseur des intercalaires ;
 Dans le cas d'une zone homogène retenue dans une zone d'affaissement et se situant sous une zone homogène non retenue mais exploitée par la méthode des chambres et piliers, il faut aussi tenir compte de l'affaissement de celle-ci dans le calcul de l' A_m zone d'affaissement.
- pour les zones d'affaissement regroupant plusieurs zones homogènes d'une même couche, on choisira : A_m zone d'affaissement = Max (A_m zones homogènes).
 Il faut tout de même que la zone homogène, permettant de définir l' A_m de la zone d'affaissement, soit suffisamment représentative. Dans la pratique il faut que l'étendue de cette zone homogène ne soit pas négligeable devant l'étendue de la zone d'affaissement.

Quelles courbes utiliser ?

Dans la pratique les deux cas suivants sont différenciés :

- 1) Si la zone exploitée (homogène), pour laquelle le A_m doit être déterminé, est située « au-dessous » d'une zone dépilée alors il faut utiliser la « courbe à 0,75 avec dépilage ». C'est encore le cas si le dépilage recouvre suffisamment la zone concernée (voir cas limites ci-après).
- 2) Par contre si la zone considérée n'est pas située en dessous d'un dépilage ou si le dépilage ne recouvre pas suffisamment la zone alors il faut utiliser la « courbe à 0,5 sans dépilage » (voir cas limites ci-après).

Mais en pratique cette distinction n'est pas toujours aisée, certains cas limites peuvent alors se présenter :

a) Lecture sur la courbe 0.75 avec dépilage

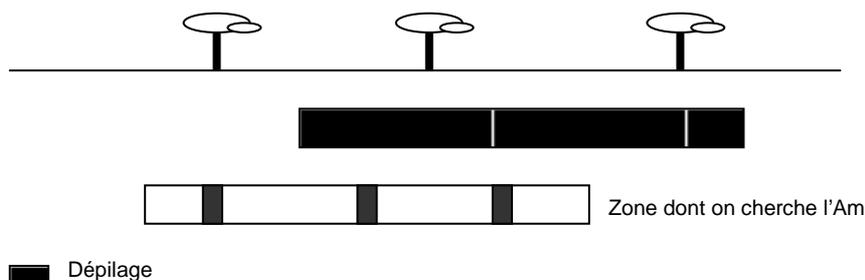


Figure 51 : Cas limite n°1

b) Lecture sur la courbe 0.5 sans dépilage

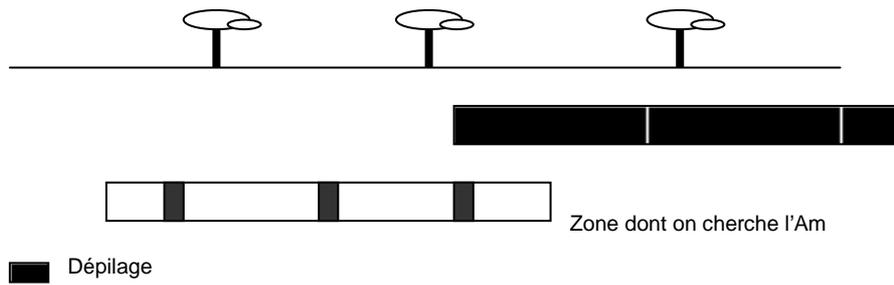


Figure 52 : Cas limite n°2

Attention aux situations non concernées par un dépilage « au-dessus », stricto sensu :

c) Lecture sur la courbe 0.5 sans dépilage

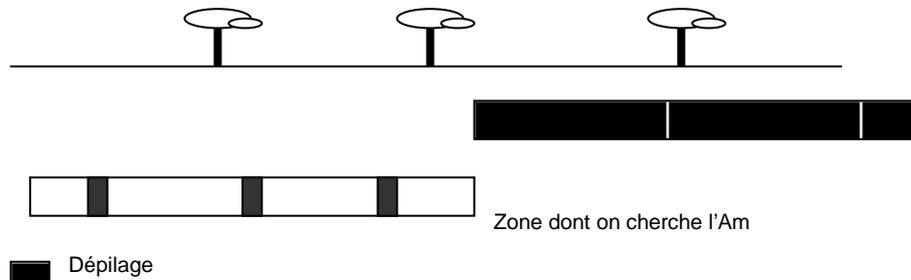


Figure 53 : Cas limite n°3

d) Lecture sur la courbe 0.5 sans dépilage

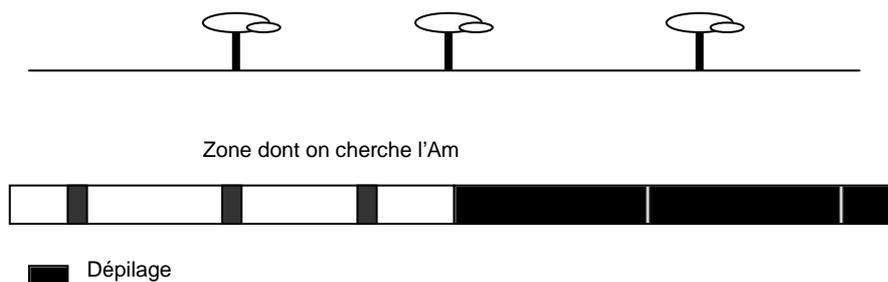


Figure 54 : Cas limite n°4

Annexe 3 : Formules mathématiques permettant de reproduire le profil d'affaissement vertical d'un affaissement minier

Auteurs	Pays	Formule
Profils basés sur la fonction exponentielle		
Kowalczyk ⁽¹⁾ (1966)	Pologne	$V = Am \cdot \exp[-Am \cdot x^2 / (D^2 \cdot a)]$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement.
Kumar, Saxena et Singh ⁽¹⁾ (1983)	Indes	$V = Am \cdot \exp[-n \cdot x^2 / (r^2 - x^2)]$: exploitation sous critique $V = Am \cdot \exp[-n \cdot x^4 / (r^4 - x^4)]$: exploitation critique n : constante variant de 1 à 5. x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement.
Martos ⁽¹⁾ (1958)	Hongrie	$V = Am \cdot \exp\{-1/2 \cdot [(x+D)/D]^2\}$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
Haby (1970)	URSS	$V = Am \cdot (1 - x/L)^n \cdot \exp(n \cdot x/D)$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement n : constante régionale
Peng et Chyan (1982)	Etats Unis	$V = Am \cdot \exp[-a \cdot (x/r)^b]$ a = 6,67 et b = 1,8 x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement
Bahuguna (1995), cité par Peng et Chyan (1982)	Indes	$V = Am \cdot \exp[-a(2x/(2D+x))^2]$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement. a : constante dépendant de la nature du recouvrement.
Knothe (Proust) 1964)	Pologne	$V = Am/D \cdot \int_0^x \exp(-\pi \cdot t^2/D^2) \cdot dt$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
Urbanik et Osborne (1986)	Angleterre	$V = Am \cdot \exp[\ln(a/Am) \cdot (2x/W)^2]$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement. a : affaissement vertical à l'aplomb du bord de l'exploitation.
Profils basés sur l'inverse de la fonction exponentielle		
Wagner et Schümann (1985)	Afrique du Sud	$V = Am / (1 + r \cdot \exp(-P_{max} \cdot x))$ x : abscisse à partir du bord de la cuvette d'affaissement P_{max} : pente maximale
Hald (1952), cité par Schümann (1986)		$V = Am / (1 + a \cdot \exp(-b \cdot x))$ a et b ajustés tels que $\ln(Am/V-1) = \ln a - b \cdot x$
Profils basés sur la fonction tangente hyperbolique		
Wardell (1957), cité par Arcamone (1980)	Angleterre	$V = Am/2 \cdot [1 - \tanh(a(x-x_0))]$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement. x_0 : distance du centre au point d'affaissement $V=Am/2$ a : constante déterminée par calage.
Wardell, cité par Proust (1964)	Angleterre	$V = Am/2 \cdot \tanh(6 \cdot x/H)$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
King et Whetton ⁽¹⁾ (1957)	Angleterre	$V = Am/2 \cdot (1 - \tanh(2 \cdot x/D))$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
King, Whittaker et Shadbolt (1974)	Angleterre	$V = Am/2 \cdot (1 + \tanh(5 \cdot x/H))$
Littlejohn et al. (1993)	Angleterre	$V = Am/2 \cdot [1 - \tanh(2x/(H \cdot \tan \delta))]$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement
Merwe (1992)	Afrique du Sud	$V = Am/2 \cdot (1 - \tanh(1,645 - 14 \cdot x/W))$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
Profils basés sur d'autres fonctions (trigonométriques et polynomiales)		
Saxena (1980) – Niederhofer ⁽¹⁾ (1962)	Indes	$V = Am \cdot [1 - x^2/r^2]^2$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement.
Gims ⁽¹⁾ (1958)	Russie, utilisée en Hongrie, Pologne, Allemagne	$V = Am/2 \cdot [1 - x/D - 1/\pi \cdot \sin(\pi \cdot x/D)]$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
Hoffman ⁽¹⁾ (1964)		$V = Am \cdot \sin^2[\pi/4 \cdot (x/D - 1)]$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement. a : coefficient
V : affaissement vertical [m] r : rayon de la cuvette [m] D : distance entre le bord des travaux et le bord de la cuvette [m] Am : affaissement maximal au centre de la cuvette [m]		W : largeur de l'exploitation [m] H : profondeur de l'exploitation [m] ⁽¹⁾ : cités par Whittaker et Reddish (1989)

Tableau 26 : Formules mathématiques permettant de reproduire le profil d'affaissement vertical d'un affaissement minier.
(d'après Deck, 2002)

Annexe 4 : Prévision des mouvements de terrain par utilisation d'abaques

L'abaque proposé par Kratzsch (1983), représenté sur la Figure 55, permet d'estimer la pente maximale " P_{\max} ", les déformations maximales du terrain " $\epsilon_{t\max}$ " et " $\epsilon_{c\max}$ " et le rayon de courbure minimal " R_{\min} " en fonction de la méthode de traitement de l'exploitation et de la profondeur de cette dernière. Les courbes de la Figure 55 sont tracées pour un affaissement maximal unitaire et ont les équations suivantes :

$$\begin{aligned} \epsilon_{t\max} &= K_1 \cdot Am/H \text{ avec } K_1 = 0,5 \\ \epsilon_{c\max} &= K_2 \cdot Am/H \text{ avec } K_2 = 1 \\ P_{\max} &= K_3 \cdot Am/H \text{ avec } K_3 = 2 \\ R_{\min} &= K_4 \cdot H^2/ Am \text{ avec } K_4 = 0,125 \end{aligned}$$

Si on se réfère aux valeurs des facteurs de proportionnalité proposées par l'auteur , on se rend compte que cet abaque est approximativement la représentation graphique du cas d'une exploitation en Pologne.

Cependant cet abaque est intéressant à plusieurs titres. D'une part, il donne une représentation graphique des formules précédentes, ce qui en permet une meilleure visualisation. D'autre part, il distingue deux modes d'exploitation (foudroyage et remblayage). Si on replace cet abaque dans le contexte des mines de fer de Lorraine, qui sont à une profondeur inférieure à 200 m, on se rend compte qu'on se situe dans la partie la moins précise des courbes, sauf vis-à-vis du rayon de courbure. Il apparaît donc clairement l'importance d'estimer correctement les facteurs de proportionnalité (K_1 à K_4 dans le cas présent), d'autant plus que l'exploitation est à faible profondeur.

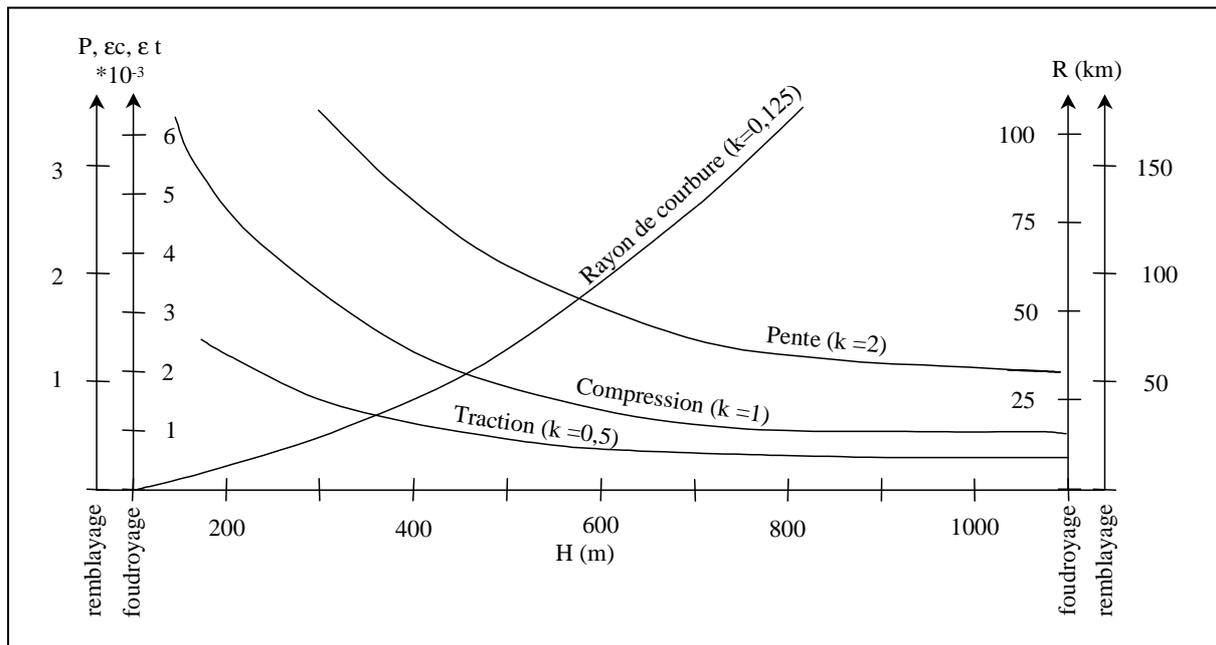


Figure 55 : Valeur maximale des paramètres d'affaissement en fonction de la profondeur d'exploitation et pour un affaissement maximal unitaire, Kratzsch (1983).

▫ **Variation des facteurs de proportionnalités pour le calcul des valeurs maximales des mouvements du terrain en fonction du rapport W/H, National Coal Board (1975) et Yokel et al. (1981) :**

Ces deux abaques, représentés sur la Figure 56, sont également à mettre en relation avec les formules du calcul des déformations maximales " ϵ_{cmax} " et " ϵ_{tmax} " et de la pente maximale " P_{max} ". Les abaques permettent d'estimer la valeur des facteurs de proportionnalités K_1 , K_2 et K_3 en fonction du rapport W/H entre la largeur de l'exploitation et sa profondeur. Plus précisément, ils permettent d'estimer ces facteurs pour des exploitations sous-critiques, c'est à dire trop peu larges ou trop profondes pour que l'affaissement maximal théorique puisse avoir lieu.

$$\epsilon_{cmax} = K_1 \cdot Am/H$$

$$\epsilon_{tmax} = K_2 \cdot Am/H$$

$$P_{max} = K_3 \cdot Am/H$$

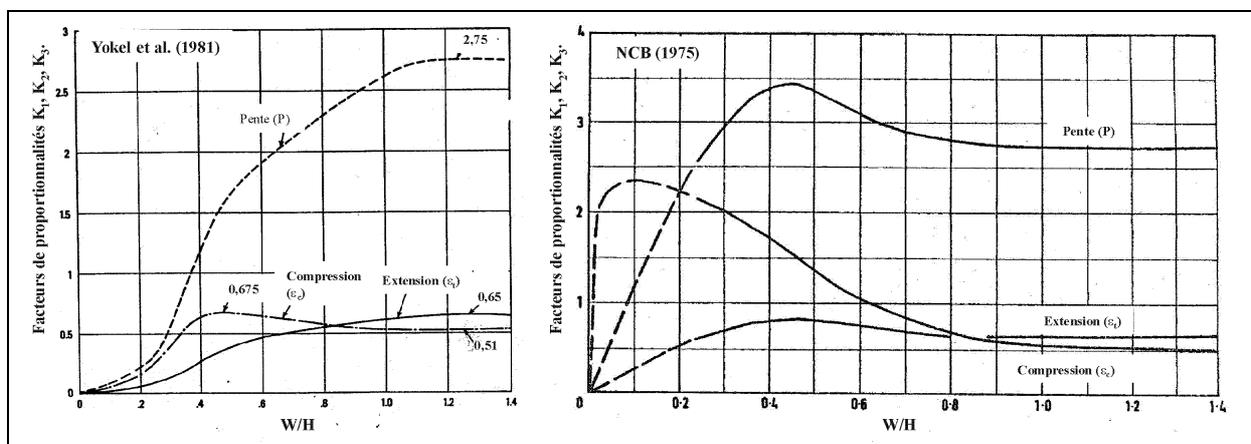


Figure 56 : Valeur des facteurs de proportionnalité pour l'estimation des déformations et de la pente maximale en fonction du rapport W/H, pour des exploitations sous-critiques et critiques.

Les facteurs de proportionnalité ne sont donc pas constants et varient d'autant plus que l'exploitation est sous-critique. Or la limite entre des exploitations sur-critiques et sous-critiques diffère selon les bassins miniers car elle dépend essentiellement de l'angle d'influence. Le rapport " W/H" critique séparant les exploitations sous-critiques et sur-critiques se calcule de la manière suivante : $(W/H)_{critique} = 2 \cdot \tan \gamma$. Les facteurs devenant constants pour des valeurs de W/H voisines de 1,2, on en déduit que ces deux abaques ont été élaborés pour des angles d'influence d'environ 30°.

Concernant les courbes de chaque abaque, on constate qu'elles sont différentes, par leur forme et par leur amplitude. L'abaque du NCB (1975) prévoit que les déformations du terrain et la pente sont maximales pour des exploitations sous-critiques alors que l'abaque de Yokel et al. (1981) ne le prévoit que pour la déformation de compression. Lorsque ce maximum est atteint, les deux abaques ne sont pas concordants sur la valeur du rapport "W/H". Dans tous les cas, nous retiendrons qu'on se place globalement en sécurité en considérant toutes les exploitations sur-critiques puisque les valeurs des mouvements ainsi calculées sont proches de leur maximum, sauf pour la déformation de compression. Pour cette dernière, une mauvaise estimation du caractère sous-critique ou sur-critique d'une exploitation peut conduire à sous estimer sa valeur d'un facteur cinq d'après le NCB et d'un facteur 1,5 d'après Yokel et al (1981).

▫ **Variation de la localisation des points où les mouvements des terrains prennent leur valeur maximale, Whittaker et Reddish (1989) :**

L'auteur donne, sur la Figure 57, la localisation des points de pente maximale et de déformation horizontale maximale du terrain par rapport au centre de la cuvette d'affaissement. L'abscisse "x" de ces points est estimée en fonction de la profondeur de l'exploitation "H" et d'un facteur de proportionnalité "K₄" tel que : $x = K_4.H$.

De même que les abaques précédents, celui de la Figure 57 dépend fortement du bassin minier considéré et de l'angle d'influence correspondant. On peut s'inspirer d'une telle figure mais sûrement pas l'utiliser sans avoir pris soin de l'ajuster au site étudié. On remarquera la forme singulière de la courbe permettant de localiser le point de traction maximale. La bosse correspond à de faibles valeurs du rapport W/H et donc à des aires sous-critiques. Il semblerait donc, d'après l'auteur, que le point de traction maximale soit proportionnellement d'autant plus éloigné du centre que l'aire est sous-critique.

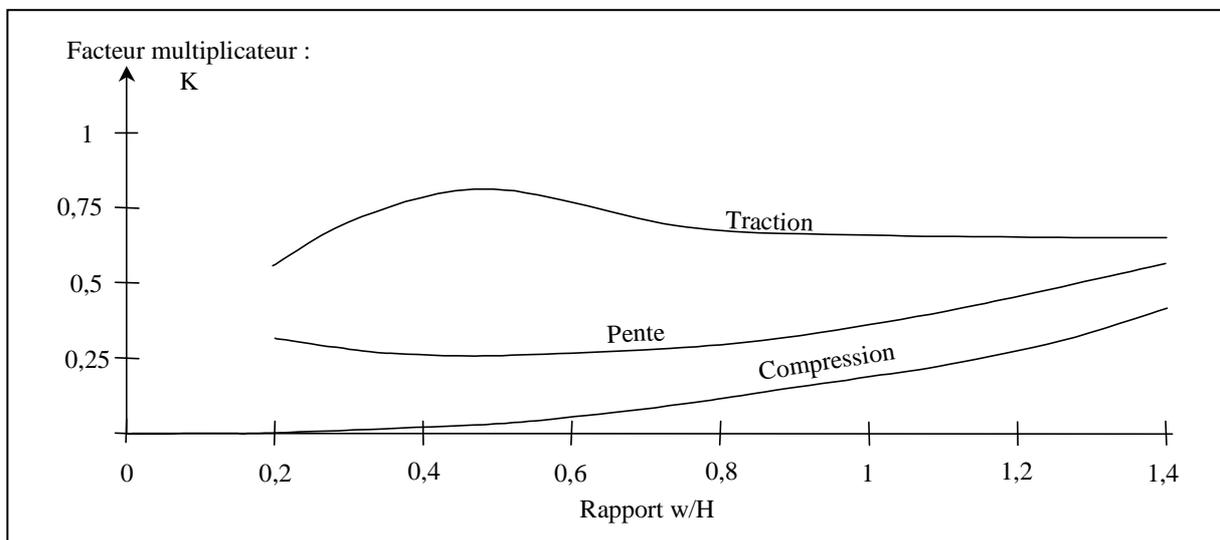


Figure 57 : Position du point de compression, traction et de pente maximales en fonction du rapport W/H, Whittaker et Reddish (1989).

▫ **Variation des mouvements des terrains le long d'un profil de la cuvette, Proust (1964) et Yokel et al. (1981) :**

Le premier abaque (Proust, 1964), représenté sur la Figure 58 donne, indirectement, la variation des déplacements verticaux "V" et horizontaux "U" le long de la cuvette d'affaissement ainsi que la déformation horizontale des terrains "ε". Pour ce faire, on observe sur la figure trois courbes nommées **A**, **B** et **C** prenant différentes valeurs "a", "b" et "c" en fonction du point de la cuvette considéré, par rapport à un point situé à l'aplomb du bord des travaux. Les déplacements et la déformation s'obtiennent alors de la manière suivante :

$$U = a.A_m$$

$$\varepsilon = b.A_m/H$$

$$V = c.A_m$$

La particularité de cette description est d'être parfaitement symétrique par rapport à l'axe vertical à l'aplomb du bord des travaux. Elle implique donc que le point

d'inflexion soit également à l'aplomb du bord des travaux et que les déformations de compression et traction soient symétriques.

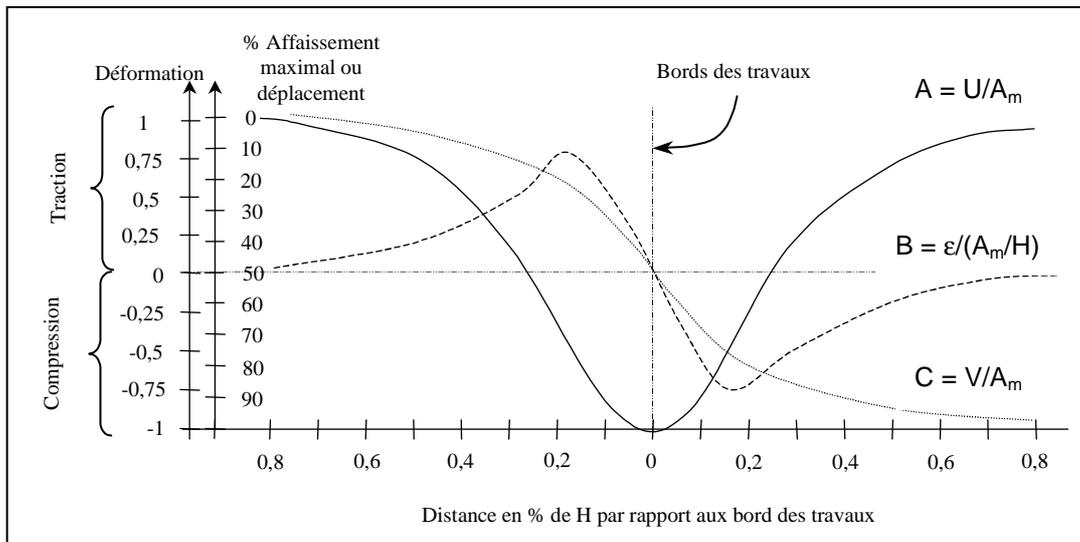


Figure 58 : Variation de l'affaissement vertical, des déplacements horizontaux et des déformations en fonction de l'emplacement, PROUST (1964).

Le second abaque (Yokel, et al. 1981), représenté sur la Figure 59, fait apparaître quatre courbes permettant respectivement d'estimer la variation des déformations horizontales " ε " du terrain, la pente "P", l'affaissement vertical "V" et le rayon de courbure "R" de la cuvette d'affaissement. Chaque courbe ne correspond pas exactement à la composante qu'elle permet d'estimer. Chaque courbe est en effet pondérée par des ratios caractéristiques de la cuvette et qui permettent à l'abaque d'être adapté à différents sites. Ces courbes fournissent en réalité la variation des facteurs de proportionnalités le long de la cuvette. Les valeurs maximales de ces facteurs permettent d'estimer la valeur maximale des déplacements du terrain et peuvent donc être comparés avec ceux des tableaux. Ainsi :

$$\varepsilon_c = K_1 \cdot A_m / H \text{ avec } K_{1\max} = 0,51$$

$$\varepsilon_t = K_2 \cdot A_m / H \text{ avec } K_{2\max} = 0,65$$

$$P = K_3 \cdot A_m / H \text{ avec } K_{3\max} = 2,75$$

$$1/R = K_4 \cdot A_m / H^2 \text{ avec } K_{4\max} = 11,55 \text{ en zone de traction et } 13,3 \text{ en zone de compression.}$$

L'originalité de la Figure 59 est de localiser le point d'inflexion de la cuvette vers l'intérieur des travaux. Par ailleurs, l'auteur distingue deux déformations et deux courbures selon la zone considérée et les valeurs indiquées suggèrent que selon la sollicitation considérée, la zone de compression ou celle de traction c'est à dire la zone concave ou la zone convexe, est plus sollicitante.

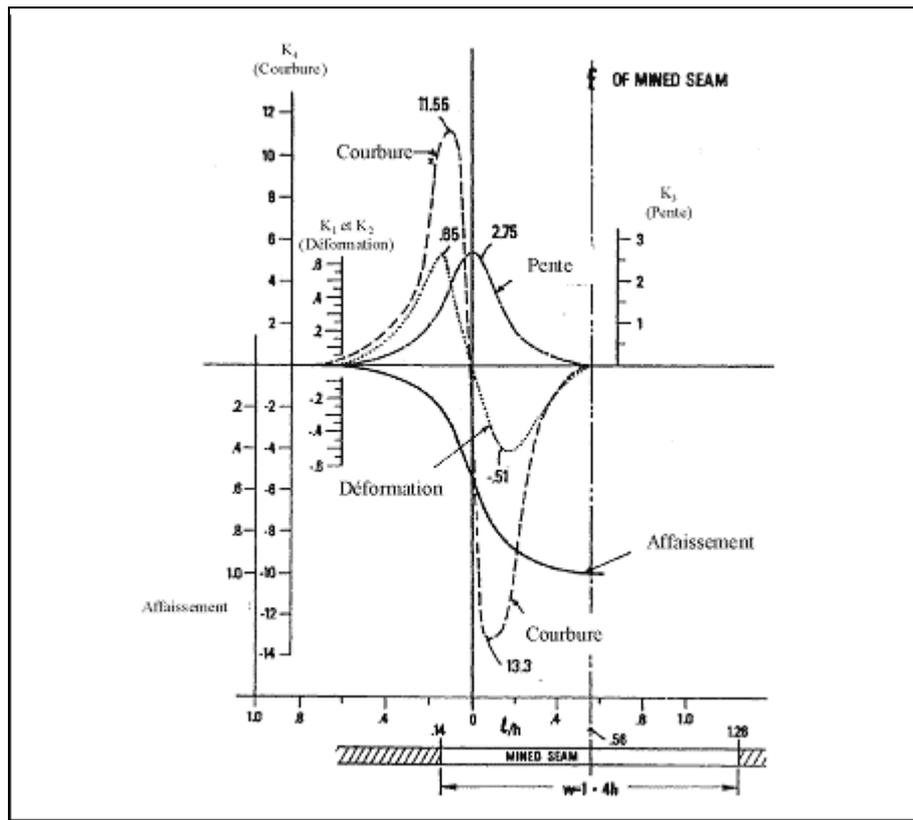


Figure 59 : Variation des facteurs de proportionnalité permettant l'estimation de l'affaissement, de la pente, de la déformation et de la courbure pour une exploitation d'aire critique, Yokel et al. (1981).

Annexe 5 : Approche analytique du problème d'autocomblement des galeries

APPROCHE ANALYTIQUE DU PROBLEME D'AUTOCOMBLEMENT DES GALERIES

La présence d'horizons peu cohérents dans les terrains de recouvrement est propice à la formation de fontis. Ceux-ci résultent d'instabilités localisées du toit de la carrière qui ne peuvent arrêter leur propagation vers la surface à des configurations de voûtes stables. Ils finissent par déboucher brusquement au jour en créant des "entonnoirs" dont les diamètres peuvent varier de quelques mètres à quelques dizaines de mètres.

Les éboulis foisonnent et forment, au mur de la galerie sous-jacente (ou à la surface du remblayage), un cône d'éboulis qui se répand dans l'espace disponible, avec comme angle à la base, un angle de talus, variable selon le type de matériau considéré. La cheminée, remontant vers la surface, fait grossir le cône qui s'étale dans la galerie et s'élève vers le toit de la carrière.

Le cône se développe, lorsque cela est possible, jusqu'à atteindre le toit de la galerie et boucher la base de la cheminée de remontée. Le tas d'éboulis prend alors l'aspect d'un **cône tronqué**, d'une hauteur égale à celle du vide résiduel lorsqu'on la suppose remblayée partiellement. Son le rayon au sommet est égal au rayon de la cheminée et son angle à la base égal à l'angle de talus des marnes.

Volume du cône tronqué V_1

On calcule, dans un premier temps, le volume de ce cône tronqué et pour simplifier le calcul, on travaillera en coordonnées cylindriques (ρ , θ , z). On utilisera les notations suivantes :

- r : Rayon de la cheminée de remontée.
- H_G : Hauteur de galerie non remblayée.
- h_r : Hauteur de remblayage (éventuelle).
- α : Angle de talus des éboulis.

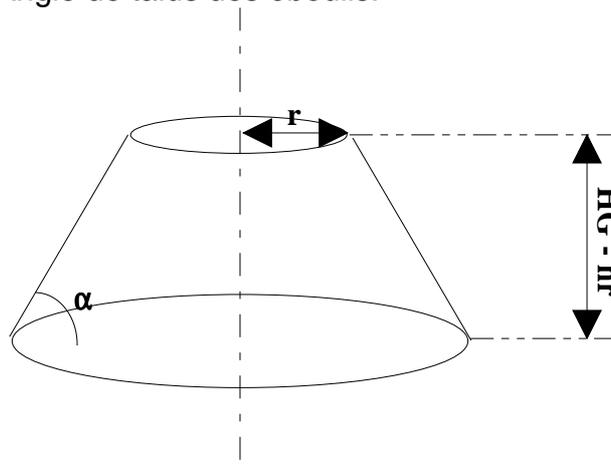


Figure 60 : Volume du cône tronqué permettant un autocblement de la galerie et l'obturation de la base de la cheminée.

$$\iiint \rho \, d\rho \, d\theta \, dz = \int_0^{2\pi} \left[\iint \rho \, d\rho \, dz \right] d\theta = 2\pi \iint \rho \, d\rho \, dz$$

$$\begin{aligned}
&= 2\pi \int_0^{H_G - h_r} \left[\int_0^{r(z)} \rho \, d\rho \right] dz && \text{avec } r(z) = r + z \cot g \alpha \\
&= 2\pi \left[\int_0^{r+z \cot g \alpha} \rho \, d\rho \right] dz = \pi \int_0^{H_G - h_r} \left[\rho^2 \right]_0^{r+z \cot g \alpha} dz \\
&= \pi \int_0^{H_G - h_r} (r^2 + 2rz \cot g \alpha + z^2 \cot^2 g \alpha) dz \\
&= \pi \left[r^2 z + rz^2 \cot g \alpha + \frac{z^3}{3} \cot^2 g \alpha \right]_0^{(H_G - h_r)} \\
&= \pi \left[(H_G - h_r)r^2 + r(H_G - h_r)^2 \cot g \alpha + \frac{(H_G - h_r)^3}{3} \cot^2 g \alpha \right] \\
&\boxed{V_1 = \frac{\pi}{3} (H_G - h_r) \left\{ 3r^2 + (H_G - h_r) \cot g \alpha \left[3r + (H_G - h_r) \cot g \alpha \right] \right\}}
\end{aligned}$$

Volume du cylindre de la cheminée V_2

On calcule ensuite le volume de la cheminée de remontée dans les terrains de recouvrement. Elle est considérée par défaut et de manière extrêmement conservatrice, verticale et parfaitement cylindrique de rayon r .

On utilisera la notation suivante :

z : Hauteur de la cheminée de remontée dans les marnes.

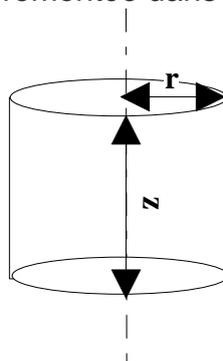


Figure 61 : Volume du cylindre de la remontée de cheminée dans les marnes.

$$\boxed{V_2 = \pi r^2 z}$$

Volume du cône occupé par les piliers dans la galerie V_3

En fait, la galerie ne peut être considérée comme un milieu infini dans lequel le cône d'éboulement pourrait s'étendre sans interférer avec les piliers. A partir d'une certaine quantité ébouillée, le bord du cône va atteindre les piliers voisins qui entourent la remontée de cheminée.

Généralement, une exploitation par chambres et piliers de est soutenue par des piliers parallélépipédiques verticaux, mais il existe des cas particuliers comme par exemple, les galeries trapézoïdales dans le gypse.

La hauteur de remblayage va donc influencer grandement sur la largeur de la galerie et, de ce fait, sur la distance séparant les piliers du cône d'éboulis. On définit par a^* la largeur de la galerie en fonction de la hauteur de remblayage :

$$a^* = a - 2 h_r \cot g \beta$$

Où la notation β correspond à l'angle des piliers pris par rapport à l'horizontale.

On calcule ensuite le rayon d'éboulis maximal pour que le cône n'atteigne pas les piliers, il s'agit du rayon du cercle, centré sur le centre du carrefour et tangent aux piliers voisins, rayon qu'on notera r_1 .

$$r_1 = a^* \frac{\sqrt{2}}{2} = \frac{a \sqrt{2}}{2} - h_r \sqrt{2} \cot g \beta$$

Il suffit alors de comparer cette valeur avec le rayon défini, au mur de la galerie remblayée, par le cône d'éboulis théorique, noté R .

$$R = r + (H_G - h_r) \cot g \alpha$$

Lorsque r_1 est supérieur à R , le cône d'éboulis s'étale dans la galerie sans être gêné par les piliers, sinon il faut en déduire que les éboulis atteignent les piliers et qu'une partie du volume du cône théorique est, en fait, occupé par les piliers. La figure ci-après décrit une vue, en plan, du mur de la galerie remblayée. Elle représente, avec un certain type de hachures, la section des piliers et, avec un autre type de hachure, le cercle défini par le cône théorique d'éboulis.

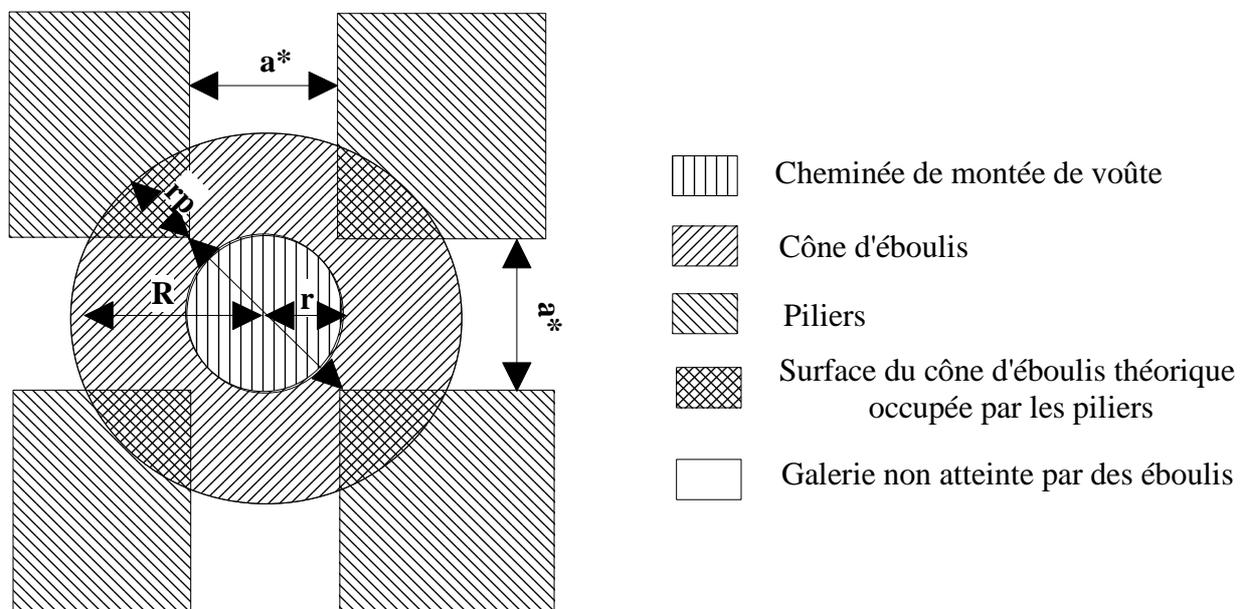


Figure 62 : Vue de dessus, en plan, d'un carrefour de galerie avec une remontée de cheminée ayant donné naissance à un cône d'éboulis qui interfère avec les piliers voisins.

La figure met en évidence quatre quarts de cercles hachurés dans les deux sens, c'est à dire appartenant à la fois au cône théorique d'éboulis et aux piliers. Ces quarts de cercles ont un rayon r_p défini par :

$$r_p = R - r_1 = r + (H_G - h_r) \cot g \alpha - \left(\frac{a \sqrt{2}}{2} - h_r \sqrt{2} \cot g \beta \right)$$

Une fois ce rayon établi, il reste à calculer le volume occupé par les quatre piliers. Pour l'estimer, nous aurons recours à une simplification analytique qui facilitera considérablement le calcul tout en jouant dans le sens de la sécurité. Elle permet, de plus, de faciliter considérablement le calcul car nous pourrions, dans ce cas, considérer que chacun des piliers occupe un $\frac{1}{4}$ de cône de rayon r_p et d'angle à la base α . Le volume occupé par les quatre piliers réunis va donc correspondre à celui d'un cône entier de rayon r_p et d'angle à la base α . On peut, alors, calculer aisément le volume recherché V_3 :

$$V_3 = \frac{\pi}{3} r_p^2 h_p = \frac{\pi}{3} \operatorname{tg} \alpha r_p^3 = \frac{\pi}{3} \operatorname{tg} \alpha \left[r + (H_G - h_r) \cot g \alpha - \frac{a \sqrt{2}}{2} + h_r \sqrt{2} \cot g \beta \right]^3$$

Volume foisonné nécessaire pour combler la galerie et la montée de voûte V_{mf1}

Le volume nécessaire pour boucher la base de la cheminée et combler toute sa hauteur est donc égal au volume V_2 , du cylindre qui remplit la cheminée de marnes, ajouté au volume V_1 du cône théorique tronqué qui permet de boucher la base de la cheminée, auquel on retranche le volume V_3 occupé par les piliers.

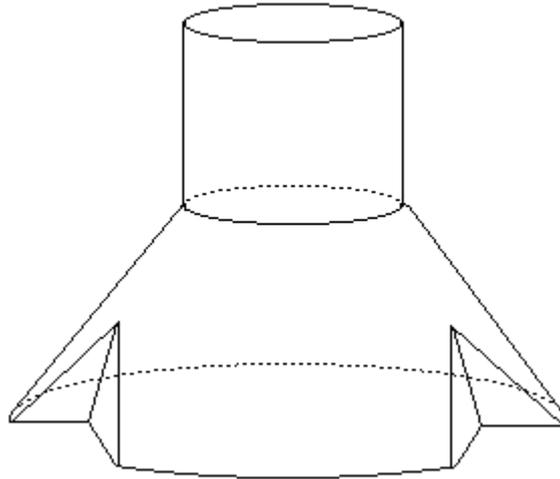


Figure 63 : Volume nécessaire pour combler la galerie et la remontée de cheminée, tout en tenant compte de l'influence des piliers voisins.

$$V_{mf1} = V_1 + V_2 - V_3$$

$$V_{mf1} = \frac{\pi}{3} \left\{ \begin{array}{l} 3 r^2 (H_G - h_r + z) + (H_G - h_r)^2 \cot g \alpha \left[3 r + (H_G - h_r) \cot g \alpha \right] \\ - \operatorname{tg} \alpha \left[r + (H_G - h_r) \cot g \alpha - \frac{a \sqrt{2}}{2} + h_r \sqrt{2} \cot g \beta \right]^3 \end{array} \right\}$$

Hauteur de remontée de cheminée nécessaire pour aboutir à un autocomblement.

Nous avons déjà établi, le volume de marnes éboulées nécessaire pour aboutir à l'autocomblement par foisonnement d'une remontée de cheminée de hauteur z . Il reste maintenant à déterminer pour quelle hauteur z , ce processus est possible compte tenu des caractéristiques de la carrière. On se servira alors du fait que le volume de marnes foisonnées dépend directement du volume éboulé c'est à dire de la hauteur de remontée de cheminée.

On utilisera la notation : f_m : Coefficient de foisonnement des matériaux éboulés.

On en tire : $V_{mf1} = f_m \pi r^2 z$

On égalise alors les deux différentes expressions de V_{mf1} pour en tirer z :

$$f_m \pi r^2 z = \frac{\pi}{3} \left\{ 3 r^2 (H_G - h_r + z) + [\dots] \right\}$$

$$\pi r^2 z (f_m - 1) = \frac{\pi}{3} \left\{ \begin{array}{l} 3 r^2 (H_G - h_r) + (H_G - h_r)^2 \cot g \alpha \left[3 r + (H_G - h_r) \cot g \alpha \right] \\ - \operatorname{tg} \alpha \left[r + (H_G - h_r) \cot g \alpha - \frac{a \sqrt{2}}{2} + h_r \sqrt{2} \cot g \beta \right]^3 \end{array} \right\}$$

$$z = \frac{1}{3 r^2 (f_m - 1)} \left\{ \begin{array}{l} 3 r^2 (H_G - h_r) + (H_G - h_r)^2 \cot g \alpha \left[3 r + (H_G - h_r) \cot g \alpha \right] \\ - \operatorname{tg} \alpha \left[r + (H_G - h_r) \cot g \alpha - \frac{a \sqrt{2}}{2} + h_r \sqrt{2} \cot g \beta \right]^3 \end{array} \right\}$$

Cette expression littérale permet de calculer la hauteur de remontée de cheminée dans les marnes nécessaire à un autocomblement de l'instabilité. Lorsque la hauteur de remontée de cheminée atteint cette valeur, les matériaux foisonnés parviennent à combler la galerie et à remplir la cheminée. L'évolution est donc stoppée et le phénomène stabilisé.

Il reste à comparer cette valeur de z avec l'épaisseur du recouvrement. Si elle lui est inférieure, l'autocomblement est possible. Même lorsqu'un autocomblement de la galerie et de la cheminée est prévisible, la disparition des instabilités potentielles n'est pas assurée. Il peut, en effet, persister des risques susceptibles de venir perturber cet état d'équilibre. Parmi ceux-ci on peut citer : la rupture de la planche des terrains de recouvrement non remaniés et/ou l'altération du cône d'éboulis par des venues d'eaux

Extension aux exploitations par galeries isolées

Les risques de fontis ne sont pas propres aux exploitations par chambres et piliers. Ils peuvent également se développer dans tout type d'exploitation dès lors que la hauteur de recouvrement est suffisamment faible comparée à la hauteur de vide.

On peu donc étendre les calculs volumétriques aux cas des galeries quadrangulaires, trapézoïdales et elliptiques (ou semi-elliptiques).

Compte tenu de la géométrie particulière de ces galeries, le calcul aboutit à des intégrales qui nécessitent l'emploi de méthodes numériques pour être résolues.

Annexe 6 : Méthode mixte de prévision des effondrements de type fontis

Une méthodologie de prévision des effondrements de type fontis, s'appuyant sur les trois méthodes classiques, a été proposée par Abbass Fayad (2004) :

- elle est basée sur le retour d'expérience en s'appuyant sur les observations de cas réels pour donner une meilleure estimation de la forme du fontis (avantage des méthodes empiriques) ;
- elle est améliorée à l'aide des résultats de simulations numériques pour préciser l'influence et le rôle de certains paramètres géométriques et géomécaniques ;
- elle permet aux ingénieurs de réaliser un diagnostic clair et rapide (avantage des méthodes analytiques) sur l'état de stabilité des cavités souterraines.

Dans certains cas complexes et particuliers, la simulation numérique est indispensable, elle est proposée pour réaliser un diagnostic de la stabilité du recouvrement et de la formation de fontis ;

Il s'agit donc d'une approche mixte avec trois points d'appui : observations, méthodes analytiques et méthodes numériques (Figure 64).

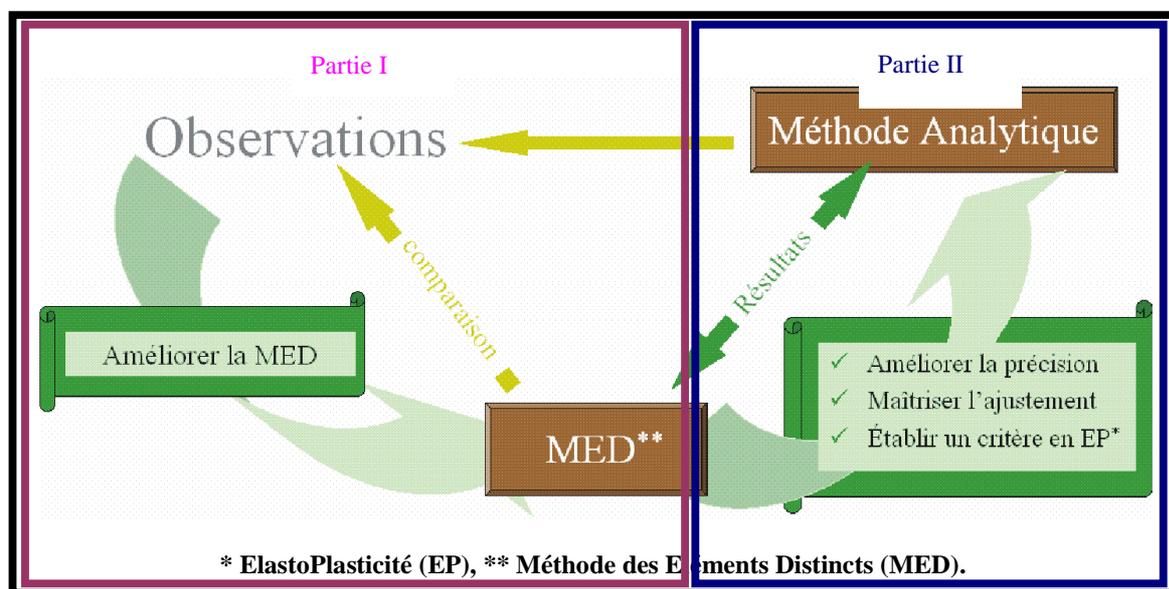


Figure 64 : Méthode de prévision proposée par Abbass Fayad (2004)

Démarches générales

En utilisant le retour d'expérience, la méthode proposée se décompose en deux grandes parties (Figure 64) :

1. Une approche numérique : elle consiste à utiliser les méthodes numériques (par Eléments Distincts) pour traiter des cas complexes ou sensibles, n'ayant pas de solutions analytiques possibles ou simples à utiliser (présence d'ouvrages importants, fractures naturelles, présence d'eau, zone sismique, charges dynamiques). Elle permet également d'effectuer des études de sensibilité pour mieux comprendre le phénomène de fontis. En outre, cette approche servira à améliorer les résultats de l'approche analytique définie ci-après ;

2. Une approche analytique améliorée : elle consiste à utiliser les méthodes analytiques (dites méthodes des poutres partiellement encastées) pour des résultats rapides. Cette partie bénéficie des améliorations obtenues grâce à la modélisation numérique afin de savoir traiter, après calage et vérification, des cas complexes.

Partie 1 : approche numérique par la Méthode des Éléments Distincts (MED)

En général, les exploitations sont réalisées dans des terrains stratifiés naturellement fracturés. Abbass Fayad a donc opté pour l'utilisation de la modélisation numérique par la méthode des éléments distincts (MED), car elle permet de prendre en compte l'existence d'hétérogénéités en grand nombre au sein du modèle.

Dans la première partie, la MED est utilisée pour prévoir la formation du fontis. Les résultats obtenus sont comparés aux observations réalisées sur des cas réels qui permettent, par retour d'expérience, de guider l'analyse et d'améliorer la précision des résultats obtenus. Cette méthode permet également d'estimer les mouvements induits aux structures de surface.

Pour mieux maîtriser les conditions de formation de fontis, la MED est utilisée pour réaliser des études paramétriques sur la propagation des ruptures. Ces études concernent l'influence de la densité de la stratification du recouvrement, des propriétés des joints de stratifications, de l'état de contraintes initiales et des charges exercées par les structures en surface. Ces études permettent de préciser leur influence, de mieux comprendre le comportement du recouvrement et également le phénomène de formation de fontis.

Partie 2 : approche analytique par la méthode des poutres (MA)

L'utilisation des méthodes numériques, et en particulier la MED, nécessite la maîtrise de la procédure du calcul numérique par l'ingénieur [Starfield et Cundall, 1988 ; Hoëk, 2002]. Une méthode analytique (méthode des poutres) simple et pratique nécessitant peu de données est également utilisée.

Rappelons que cette méthode est limitée à des cas simples. Donc, pour obtenir des résultats dans des cas complexes, comparables à ceux obtenus par la MED, les améliorations proposées ont été de :

1. représenter les bancs du recouvrement comme des poutres encastées sur des bords compressibles (approche en 2D) ;
2. calculer les sollicitations dans les sections des bancs du recouvrement en tenant compte des contraintes verticales et horizontales, de la compressibilité des parements et du décollement entre les bancs afin d'établir un critère de rupture en élasto-plasticité comparable à celui utilisé dans l'approche numérique ;
3. améliorer la précision de la méthode analytique en détectant les paramètres générant des imprécisions (facteurs naturels, compressibilité des parements, décollement des bancs...) et en les ajustant à l'aide de coefficients dits « de sensibilité » grâce aux résultats des simulations numériques ;
4. ajuster les coefficients de sensibilité grâce à des études paramétriques permettant de déterminer leur variation en fonction du cas abordé.

Mise en œuvre de la démarche

La mise en œuvre de la démarche, décrite succinctement ci-avant, constitue une opération nécessitant des moyens relativement lourds en calcul et en temps. Il n'en demeure pas moins que cette méthode s'avère être la plus performante pour prévoir la remontée d'un fontis en surface et estimer ses caractéristiques.

Bien évidemment, cette approche doit être menée par des organismes disposant des moyens de calcul numérique et des compétences adaptées.

Annexe 7 : Abaque de détermination des efforts induits dans un géotextile - Fiche descriptive du projet
RAFAEL

(Extrait du rapport INERIS – DRS04 – 56408/RN02)

Méthode de dimensionnement et détermination des propriétés du géotextile

Le dimensionnement du géotextile doit garantir la stabilité de l'ouvrage protégé, même après formation du fontis ou de la cuvette d'affaissement (Voir Kempton, 1992). La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** présente la forme et les paramètres pris en compte pour le calcul et le dimensionnement du géotextile. La distance D correspond à la portée du géotextile qui supporte le poids d'une partie du remblai où le fontis aurait lieu.

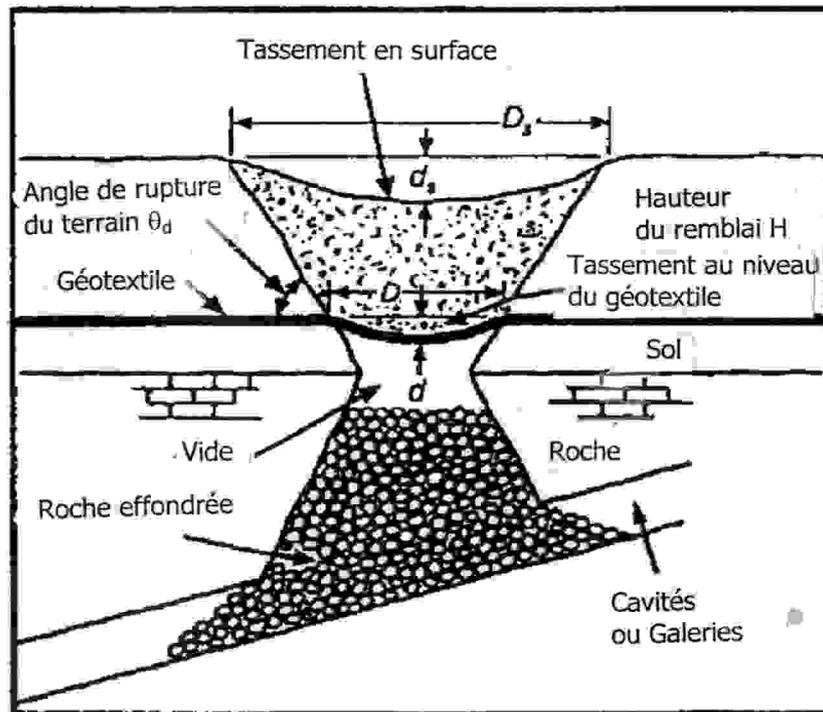


Figure 65 : Mise en place d'une couche de géotextile au-dessus d'un fontis

Quand le vide commence à se former sous le remblai (il peut s'agir d'un sol plan), le géotextile se déforme et prend une flèche verticale maximale égale à (d). La déformation développée dans le géotextile est donnée par la relation (d'après

Léonard dans Kempton, 1992) suivante : $\varepsilon = \frac{8d^2}{3D^2}$

La déformation maximale induite à la surface du remblai est donnée par la

relation suivante issue des codes britanniques¹⁹ :
$$\varepsilon_{\max} = \frac{8\left(\frac{d_s}{D_s}\right)^2 \left(D + \frac{2H}{\tan \theta_d}\right)^6}{3D^6}$$

avec H, hauteur des terrains au-dessus de la couche de géotextile ;

θ_d , angle de rupture du terrain au-dessus du fontis, est égal à l'angle du frottement du remblai ou du sol de subsurface.

¹⁹ BS-EN 13250 et suivants

En ce qui concerne la force de traction développée au sein du géotextile, elle est liée à la géométrie des cavités. Elle est donnée par la relation suivante :

$$T_{RS} = 0.5\lambda(\gamma H + W_s)D\sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}}$$

Le coefficient λ est lié à la forme du fontis. Pour des fontis de forme relativement circulaire, il est égal à 0,67. Pour des fontis longitudinaux, il est égal à 1.

W_s est la surcharge des terrains (y compris le poids des structures de surface) qui s'applique au niveau du géotextile.

γ (kN/m³) est le poids volumique du remblai et H la hauteur du remblai (m).

La déformation (ε) doit être égale à la déformation admissible à long terme.

Le choix d'un type particulier de géotextile doit tenir compte des facteurs suivants :

- une durée de vie importante ;
- faible fluage et faible déformation à long terme ;
- une résistance suffisante. Pour 4 m d'épaisseur de sol à soutenir, cette résistance est de l'ordre de 800 à 900 kN/m.

En annexe 7, on trouvera également la fiche descriptive de l'expérimentation du projet RAFAEL.

Méthode de dimensionnement

Le dimensionnement de géotextile repose sur l'effet dit « membrane ». La contrainte verticale P est égale au poids propre plus les charges extérieures qui s'exercent au-dessus du géotextile :

$$P = \gamma \cdot f_s H + q \cdot f_q \dots\dots\dots(1)$$

avec :

γ : poids volumique des matériaux de remblai (terrain) ;

H : hauteur du terrain ;

q : surcharge sur le remblai (terrain) ;

f_q : coefficient de sécurité de la surcharge ;

f_s : coefficient de sécurité du poids du sol.

Les coefficients de sécurité, relatifs aux charges extérieures et à prendre en compte dans le calcul, sont ceux préconisés par les eurocodes, à savoir 1 pour l'état limite de service (ELS) et 1,3 pour l'état limite ultime (ELU).

On note une variante de la méthode qui considère que la force à supporter par le géotextile est le bilan des forces motrices « poids et charges » et les forces résistantes développées le long du cylindre du fontis, la relation (2) correspond à cette expression :

$$P = \frac{L \cdot \gamma}{4 \cdot K_a \cdot \tan \phi} * (1 - e^{-k_a} * \tan \phi * 4 * H / L) + (\gamma H) * e^{-K_a * \tan \phi * 4 * H / L} \dots(2)$$

avec :

K_a : coefficient de poussée du sol, calculé en fonction de l'angle du frottement (ϕ).

La valeur de la contrainte verticale (pression P) permet de calculer la tension maximale ou admissible (T_{\max} ou T_{adm}) du géotextile et la raideur (J) grâce aux relations suivantes (3 et 4) :

$$T_{\max} = \frac{PL}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_{\max}}} = J\varepsilon_{\max} \dots\dots(3)$$

$$\text{avec } \varepsilon_{\max} = \frac{8}{3} \left(\frac{e}{L} \right)^2 \dots\dots\dots(4)$$

L'affaissement (flèche) du géotextile et la déformation horizontale induite sont également donnés par les relations suivantes (5 et 6) :

$$\text{affaissement maximal : } e = \frac{1 - \cos \theta}{2 \sin \theta} * L \dots\dots(5)$$

$$\text{déformation horizontale : } \varepsilon = \frac{\theta - \sin \theta}{\sin \theta} \dots\dots(6)$$

L'angle θ définit la déformation du géotextile selon la théorie de membrane (Figure 66).

La déflexion du terrain en surface (s) dépend du comportement du sol et de son épaisseur. Plusieurs hypothèses peuvent être envisagées :

- une rupture verticale du sol au-dessus du géotextile ;
- une rupture avec un angle d'influence (γ).

La largeur de la zone affaissée est $L_s = L + 2H \tan(\gamma)$. Pour un angle d'influence (γ) de 45° , (une valeur élevée), la largeur de la zone affaissée en surface (L_s) est égale à $L + 2H$.

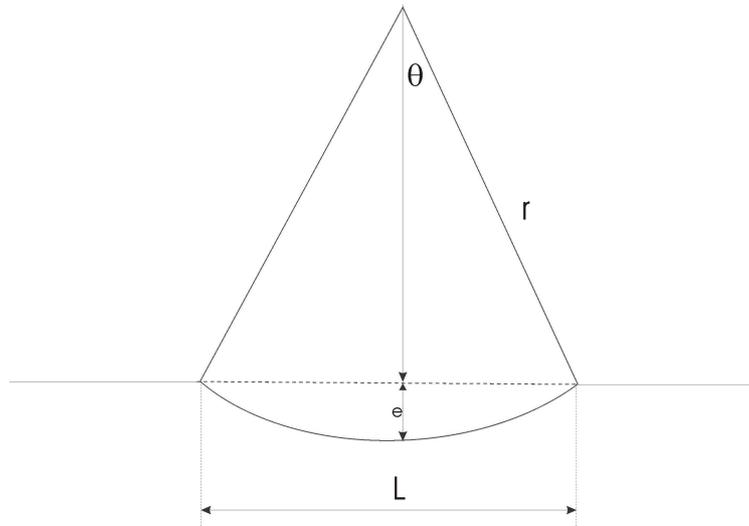


Figure 66 : Effet membrane - Déformée du géotextile

Le calcul de l'amplitude de l'affaissement en surface peut se faire en faisant le bilan des volumes de terrains. Pour une cavité circulaire, le volume de la calotte sphérique de largeur L et de flèche (e) doit être égal au volume de la calotte sphérique de largeur L_s et de flèche S . L'égalité des volumes permet de calculer l'amplitude de l'affaissement au centre de la cuvette en surface et en présence de géotextile (relation 7).

$$V = \pi \frac{e^3}{6} + \pi \frac{eL^2}{8} = \pi \frac{s^3}{6} + \pi \frac{sL_s^2}{8} \dots \dots \dots (7)$$

Le choix du géotextile est basé sur la valeur de raideur (J) et la tension de service ou admissible (T_{adm}). On vérifie pour l'allongement de service, que la valeur de la tension admissible du géotextile pour la durée de l'ouvrage, est supérieure à la tension calculée (T). Le rapport entre la tension maximale (admissible) et la tension calculée permet de déterminer un coefficient de sécurité.

Une autre relation (8) est donnée pour calculer l'amplitude de l'affaissement en surface (S) en tenant compte du coefficient de foisonnement des terrains (C_e) et de la flèche du géotextile (e), elle s'écrit :

$$S = e - 2H(C_e - 1) \dots \dots \dots (8)$$

La tension admissible pour la durée de service de l'ouvrage considéré est obtenue à partir de la résistance maximale en traction du géotextile mesurée à court terme suivant la norme NFENISO 10319. Cette valeur est affectée d'un certain nombre de facteurs de réduction. Les facteurs de réduction permettent de tenir compte du fluage, de l'endommagement à la mise en œuvre, de l'agressivité chimique ou d'une pollution accidentelle et de l'influence de l'environnement.

Abaques de dimensionnement

La société BIDIM propose une approche simple dans un document de Geosynthetics intitulé «Les Géotextiles pour le renforcement des ouvrages en terre, 1998 ».

La première série d'abaques (document BIDIM) est donnée par la Figure 67. Les abaques se basent d'abord sur la déformation maximale admissible du géotextile sélectionné (ϵ), ce qui permet de calculer la tension maximale (T_{max}) en fonction de la charge extérieure (relations 3 et 4). On peut donc choisir un type déterminé de géotextile (tension admissible (T) et rigidité (J)).

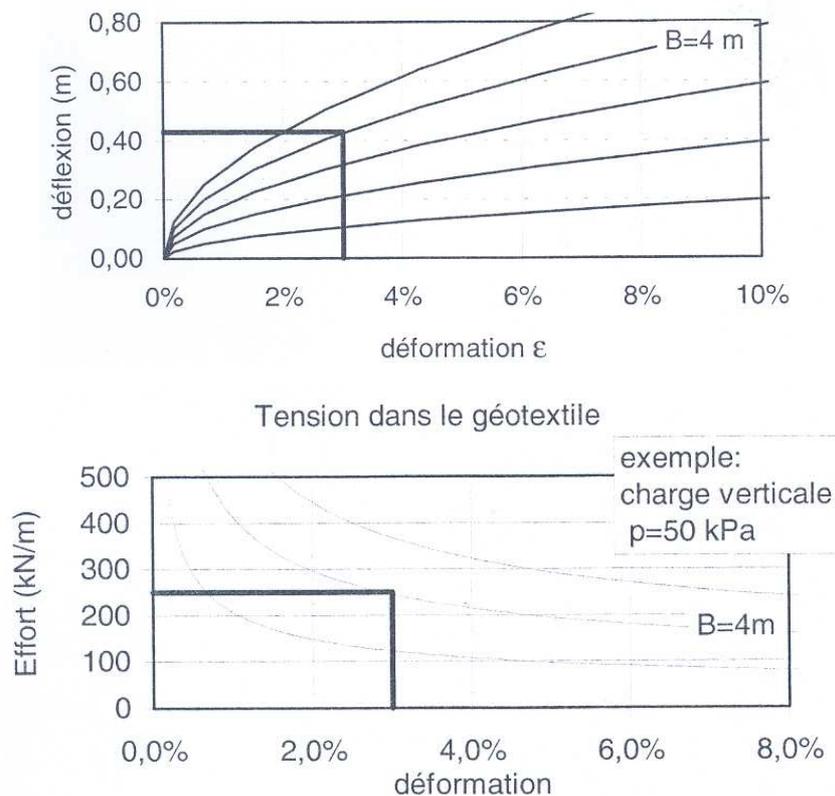


Figure 67 : Abaques (BIDIM) permettant d'estimer le déplacement, la déformation et la tension (effort) du géotextile

L'article de Villard et al. (2002) qui publie les résultats du projet RAFAEL propose deux abaques de dimensionnement (Figure 68 et Figure 69). Ils sont basés sur la valeur admissible du tassement en surface (S).

Pour réaliser le choix du géotextile, on détermine à partir des relations (8) la flexion maximale (S/L) de géotextile. Cette valeur permet de déterminer la raideur (J) et la tension maximale \otimes . Ces abaques ont été réalisés pour deux largeurs de cavité respectivement 2 et 4 m et pour un coefficient de foisonnement (C_e) de 1,1.

L'article de Villard et al. (2000) expose également les résultats du projet RAFAEL mais il propose un autre abaque de dimensionnement, tout aussi intéressant (Figure 70). Il est basé sur la valeur admissible du tassement en surface (S).

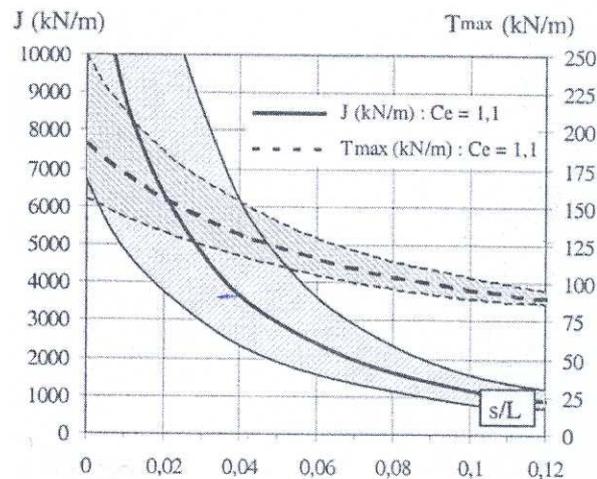


Figure 68 : Abaque de dimensionnement pour une cavité de 4 m et un coefficient de foisonnement de 1,1 +/- 0,025, (Villard et al., 2002)

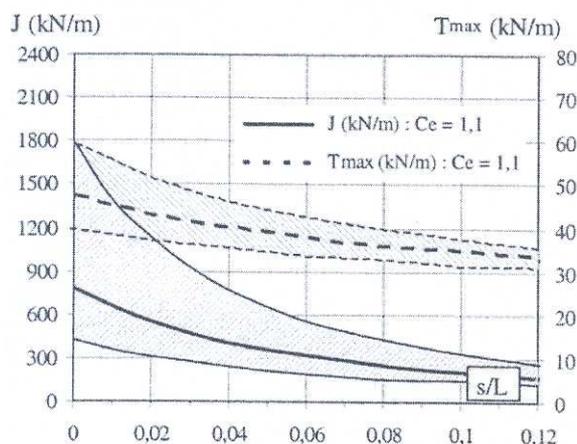
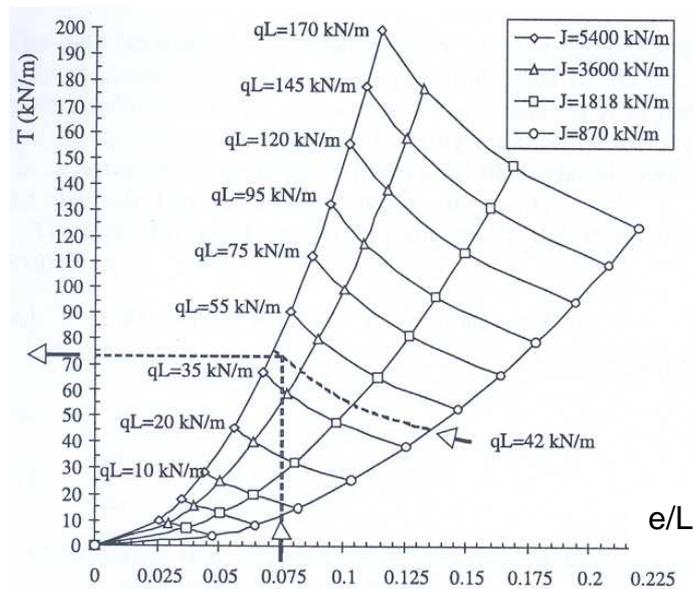


Figure 69 : Abaque de dimensionnement pour une cavité de 2 m et un coefficient de foisonnement de 1,1 +/- 0,025 (Villard et al., 2002)

L'article de Villard et al. 2000 propose un abaque de dimensionnement selon les différents essais réalisés par les partenaires du projet RAFAEL. Il est basé sur l'amplitude de la flèche maximale du géotextile (e). A partir de cette donnée et pour plusieurs raideurs de chargement, on peut calculer la tension nécessaire du géotextile. La Figure 70 présente les différentes courbes de cet abaque.

Exemple d'application

L'exemple choisi est celui traité par les partenaires du projet RAFAEL. Il s'agit d'une cavité circulaire d'un diamètre de 4 m, à 2 m de profondeur. Le sol est caractérisé par un angle du frottement (ϕ) de 30°. Le poids volumique est égal à 20 kN/m³ et la surcharge en surface est de 10 kPa.



e : flèche du géotextile et L largeur de la cavité - q : charge verticale qui exerce sur la couche de géotextile

Figure 70 : Abaque de dimensionnement (Villard et al., 2000)

Selon les abaques de BIDIM (Figure 67) : le géotextile proposé tolère une flèche de 43 cm et une déformation de 3%. La tension de géotextile doit être supérieure à 250 kN/m à 3% de déformation « en service ». Notons que les abaques de BIDIM ne mentionnent pas les caractéristiques relatives à la nature du sol. L'amplitude de l'affaissement en surface calculée selon la relation (1) est égale pratiquement à 16 cm. On n'a pas pu déterminer la raideur du géotextile.

Selon l'article de Villard et al. 2002 (Figure 68 et Figure 69), la valeur du coefficient de foisonnement est nécessaire. La valeur de coefficient de foisonnement 1,1 est déterminée avec une précision de 0,025. On détermine la valeur de l'affaissement en surface selon la relation (2), elle est égale à 3 cm :

$$s = e - 2H(Ce - 1) = 0,43 - 2 * 2(1,1 - 1) = 0,03 \text{ soit } s/L = 0,03/4 = 0,0075$$

D'après l'abaque de la Figure 68 et pour un tassement en surface égal à 3 cm, le géotextile doit disposer d'une tension maximale de pratiquement 175 kN/m et d'une raideur minimale de 7000 kN/m. En tolérant un affaissement en surface plus important, on peut à la fois diminuer la tension maximale et la rigidité du géotextile.

Selon l'abaque de Villard et al. 2000 (Figure 70), on détermine le rapport (e/L) en fonction de la charge (q), on peut déterminer quatre couples de valeurs (tension et raideur du géotextile) :

- une tension de 50 kN/m associée à une raideur de 870 kN/m ;
- une tension de 60 kN/m associée à une raideur de 1818 kN/m ;
- une tension de 75 kN/m associée à une raideur de 3600 kN/m ;
- une tension de 80 kN/m associée à une raideur de 5400 kN/m.