

RAPPORT D'ÉTUDE

11/12/2017

DRS-17-164706-11171B

**Impact des vibrations sur la stabilité des
 carrières souterraines**

INERIS

maîtriser le risque |
pour un développement durable |

Impact des vibrations sur la stabilité des cavités souterraines

Direction des Risques du Sol et du Sous-sol (INERIS)

PREAMBULE

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.

Les avis, recommandations, préconisations ou équivalent 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.

REMERCIEMENT

L'INERIS tient à remercier Anne-Marie Duval et Jean-Jacques Leblond du Cerema pour les échanges et conseils techniques sur ce sujet, notamment sur l'impact des vibrations et leur action sur les ouvrages.

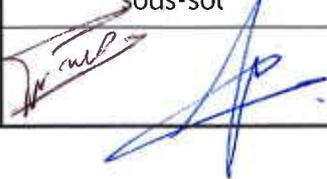
	Rédaction	Vérification	Approbation
NOM	C. BALLAND	M. AL HEIB J-M. WATELET	E. KLEIN
Qualité	Ingénieur à l'Unité Auscultation et Surveillance Géotechnique et Géophysique	Ingénieur à l'Unité Risques Naturels et Ouvrages Souterrains Ingénieur à l'Unité Risques Géotechniques liés à l'Exploitation du sous-sol	Responsable de l'Unité Auscultation et Surveillance Géotechnique et Géophysique
Visa			

TABLE DES MATIÈRES

RESUME	5
ABSTRACT	6
1. INTRODUCTION	7
2. NOTIONS ET NOTATIONS	11
2.1 Classification de la roche	11
2.2 Caractérisation des vibrations	11
2.3 Coefficient sismique	12
2.4 Ondes et amplifications	13
2.5 Critères de nocivité et réglementation	15
3. SOURCES DE VIBRATIONS	17
3.1 Séismes	17
3.2 Tirs à l'explosif	19
3.3 Machines.....	21
3.4 Trafic	24
4. CONSEQUENCES ET DOMMAGES	27
4.1 Endommagement direct du massif	27
4.2 Déformation des ouvrages	30
4.2.1 Impact sur un tunnel	30
4.2.2 Impact sur une exploitation par chambres et piliers.....	34
4.3 Sollicitations cycliques et fatigue.....	38
4.4 Liquéfaction des sols.....	40
4.5 Glissement de terrain et déplacement de faille	41
5. ACTIONS PREVENTIVES ET PRECONISATIONS	43
5.1 Actions sur la source	43
5.2 Conception des cavités souterraines.....	46
5.3 Evaluation de l'aléa sur des cavités existantes	49
6. CONCLUSION	51
7. REFERENCES	53
8. LISTE DES ANNEXES	57

RESUME

Le territoire français est largement exposé aux risques liés à la présence de cavités souterraines. Certaines d'entre elles sont soumises à des sollicitations anthropiques ou naturelles qui pourraient affecter leur stabilité dans le long-terme, en particulier les vibrations mécaniques ou sollicitations sismiques. L'objectif de cette étude est d'estimer l'ampleur de cet aléa sur les cavités souterraines et tout autre ouvrage souterrain du même type situés entre la surface jusqu'à plusieurs dizaines de mètres de profondeur, susceptibles d'engendrer un effondrement en surface.

Nous avons, dans un premier temps, répertorié à partir de documents bibliographiques, les sources vibratoires capables d'influencer la stabilité des cavités souterraines (séismes, explosions, machines, trafic). Nous avons ensuite décrit les phénomènes dynamiques mis en jeu.

Parmi les différentes sources vibratoires, il s'avère que les séismes les plus forts ont le potentiel de déstabiliser les cavités souterraines durant un seul événement et aussi qu'une sollicitation sismique plus faible mais répétée peut endommager un peu plus un massif ouvragé déjà fracturé. Des modèles mécaniques permettent d'estimer cet impact et la probabilité de rupture d'un pilier ou du toit d'une carrière souterraine en fonction de sa profondeur et de l'intensité de la sollicitation sismique.

Les véhicules et engins de chantier peuvent également induire des sollicitations significatives lorsqu'ils sont situés à proximité immédiate des cavités souterraines (vitesse particulière supérieure à la vitesse particulière réglementaire de 10 mm/s). Le trafic génère des mouvements de faible vitesse particulière (inférieur à 3 mm/s) même à très faibles distances, ce qui ne pourra affecter que des ouvrages très sensibles ou déjà proches de la ruine.

Ce document synthétise aussi les actions de prévention de sollicitations sismiques et montre notamment l'intérêt de la prise en compte de la fatigue des massifs et ouvrages souterrains abandonnés à faible profondeur soumis aux vibrations.

MOTS CLES

Cavités souterraines, sismicité naturelle ou anthropique, aléas gravitaires.

TERRITOIRE

France, Europe, Monde

ABSTRACT

French territory is largely exposed to the risks of underground cavities. Some of them are subjected to anthropic or natural solicitations like seismic vibrations that could affect their stability in the long term. The objective of this study is to estimate the impact of those vibrations on shallow underground cavities and on the underground space located between the surface and several tens of meters deep, as they may induce ground movements (subsidence, crown-hole, sinkhole, etc.).

Based on a wide national and international bibliographic study, vibratory sources that may affect the stability of underground cavities (earthquakes, explosions, machines, traffic) are presented and discussed. We then describe the dynamic phenomena involved.

Among the different vibratory sources, it turns out that major earthquakes have the potential to destabilize the underground cavities during a single event and that a weaker but repeated seismic event can damage a little more a rock mass already fractured. Mechanical models for room-and-pillar underground excavation make it possible to estimate this impact, and the probability to collapse the pillar or the roof of an underground mine as a function of its depth and the intensity of the seismic loads.

Vehicles and construction equipment can also induce significant stresses when located in the immediate vicinity of underground cavities (particle velocity greater than the prescribed particle velocity of 10 mm/s). The traffic generates movements of low particle velocity (less than 3 mm/s) even at very short distances; it can only affect very sensitive structures or already close to ruin.

This document finally presents the preventive actions that could be envisaged to limit the impact of vibrations. It also shows the importance to consider the fatigue of underground and underground structures abandoned at low depths.

KEYWORDS

Underground cavities, natural and anthropic seismicity, gravity hazards

TERRITORY

France, Europe, World

1. INTRODUCTION

Ce document a été réalisé cadre de la mission d'appui de l'Ineris au Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire. Il reprend et met à jour les premiers travaux menés en 2011-2012 sur la problématique (réf. DRS-12-126049-06701A).

L'objectif de ce document est d'examiner l'impact des vibrations sur la stabilité des cavités et ouvrages souterrains. Le document présente d'abord une revue des sollicitations dynamiques naturelles et anthropiques qui peuvent engendrer un impact significatif sur la stabilité des cavités souterraines. On présente ensuite les conséquences des phénomènes physiques qui sont en jeu afin de savoir s'il y a lieu de prendre en compte les vibrations dans l'évaluation et la prévention des aléas « mouvements de terrains » associés à ces cavités souterraines peu profondes, notamment les carrières abandonnées, sapes de guerres, souterrains refuges.... Ce document s'intègre dans une réflexion d'ensemble du MTES sur le risque d'instabilité engendré par les sollicitations sismiques ou vibratoires.

Il a été démontré dans plusieurs cas (annexe 1) que le déclenchement d'effondrement de cavités et autres ouvrages souterrains pouvait être lié à des évènements sismiques. Dans le cas par exemple de la mine de Toehyun en Corée du Sud (Figure 1), un effondrement en surface a clairement été associé avec le séisme de Andong de 2009 (magnitude de 3,8) à 35 km (Waltham et al., 2011). Dans ce cas, les sollicitations sismiques étaient fortes sur le site (d'intensité IV,) et elles ont été, tout au moins, le déclencheur de l'effondrement. Mais étaient-elles significatives au regard des sollicitations statiques ? Les systèmes étaient-ils hautement instables ou suffisamment éloignés de la rupture pour garantir une stabilité à long terme ?



Figure 1 : Effondrement d'une cavité de la mine de Toehyun (Corée du Sud) suite au séisme de Andong de 2009 (magnitude de 3,8) à 35 km (Waltham et al., 2011).

D'une toute autre nature, durant les premières années d'exploitation de la ligne grande vitesse du nord, des cavités se sont effondrées à proximité de la voie. Pour l'une d'entre elles (une ancienne galerie de la 1^{ère} guerre mondiale). Son effondrement en décembre 1993 a conduit au déraillement du TGV. Dans ce cas, aucun lien de cause à effet n'a été démontré entre les vibrations régulières dues au passage des trains et l'effondrement, mais les mêmes questions peuvent être légitimement posées.

Plus précisément, la stabilité des cavités souterraines anthropiques et naturelles dépend principalement de la géologie, des caractéristiques géomécaniques et hydromécaniques du massif encaissant, de la géométrie et des sollicitations mécaniques s'y exerçant. Les ouvrages souterrains sont soumis à un état de contraintes statique et parfois dynamique. Le chargement statique est appliqué en permanence, il provient de l'action de la gravité, de contraintes régionales particulières d'origine tectonique ou encore des contraintes liées à l'exploitation des ouvrages. Les chargements dynamiques, plus exceptionnels, peuvent être appliqués par intermittence sous la forme d'ondes se propageant dans le recouvrement rocheux. Elles peuvent avoir une origine naturelle (séisme) ou anthropique (tirs, compactage du sol, réalisation de forages).

Le comportement de terrains sous contraintes statiques est le mieux connu et le plus étudié, car c'est lui qui domine dans la stabilité ou l'instabilité des cavités. L'impact des chargements dynamiques peut cependant être significatif (caractérisé par une sur-contrainte de plusieurs MPa) lorsque leurs amplitudes sont élevées ou qu'ils s'appliquent à de nombreuses reprises sur les ouvrages.

Il est connu que les mouvements sismiques (ou vibrations sismiques) sont généralement plus forts en surface qu'en souterrain. Pour les ouvrages souterrains peu profonds, Power et al. (1996) ont estimé le rapport entre le mouvement de surface et celui à différentes profondeurs, ils ont observé qu'il baissait de 10% tous les 15 m. (Tableau 1) Cette observation est cependant loin d'être généralisable, il dépend en grande partie de l'environnement géologique. Aydan et al. (2009) ont comparé l'accélération du séisme de l'Aquila en Italie (magnitude de 6,3) d'une station de surface (GSA sur la Figure 2) à une station placée dans une galerie souterraine du laboratoire de physique de Gran Sasso (GSG) situé à 1400 m de profondeur (les carrières souterraines sont généralement situées à faible profondeur < 50 m). Dans ce cas, l'accélération des ondes en surface est jusqu'à plus de 6 fois supérieure à celle en galerie. Plusieurs études ont aussi été réalisées pour des tirs à l'explosif dont celles de Bigarré (2000), Renaud et Verdel (2001) qui montrent une diminution nette de l'amplitude des ondes dans une mine de fer souterraine par rapport à celles se propageant en surface. Cette amplification des ondes en surface est due principalement à l'interface entre le sol et l'atmosphère (surface libre) où les ondes de volume sont en grande partie réfléchies ou réfractées, tandis que les ondes de surface (ondes de Love ou de Rayleigh) ne se propagent qu'en surface. Il faut aussi considérer les effets de site qui peuvent amplifier localement les mouvements de terrains principalement en surface. Les ondes peuvent par exemple être emprisonnées dans les couches géologiques avec des caractéristiques mécaniques plus faibles, l'effet étant le plus important pour les couches sédimentaires superficielles. Enfin, pour une même onde, l'amplitude du mouvement de terrain engendré est inversement proportionnelle au module de Young du sol (Figure 3). Un ouvrage

souterrain profond présentera donc un déplacement particulière plus faible dans une roche de bonne qualité que dans une roche de mauvaise qualité pour une même vibration.

Ce document présente dans un premier temps les caractéristiques principales des ondes mécaniques. Il fait ensuite l'inventaire des sources sismiques et leur impact potentiel sur la stabilité des cavités souterraines. Il présente enfin quelques actions préventives et préconisations qui peuvent être mises en œuvre pour limiter ces sollicitations.

Tableau 1 : Rapport entre le mouvement de terrain en surface et ceux à différentes profondeurs pour des séismes (Power et al., 1996)

Profondeur du tunnel (m)	Rapport du mouvement de terrain en surface (< 6 m) et en profondeur
≤6	1.0
6-15	0.9
15-30	0.8
≥30	0.7

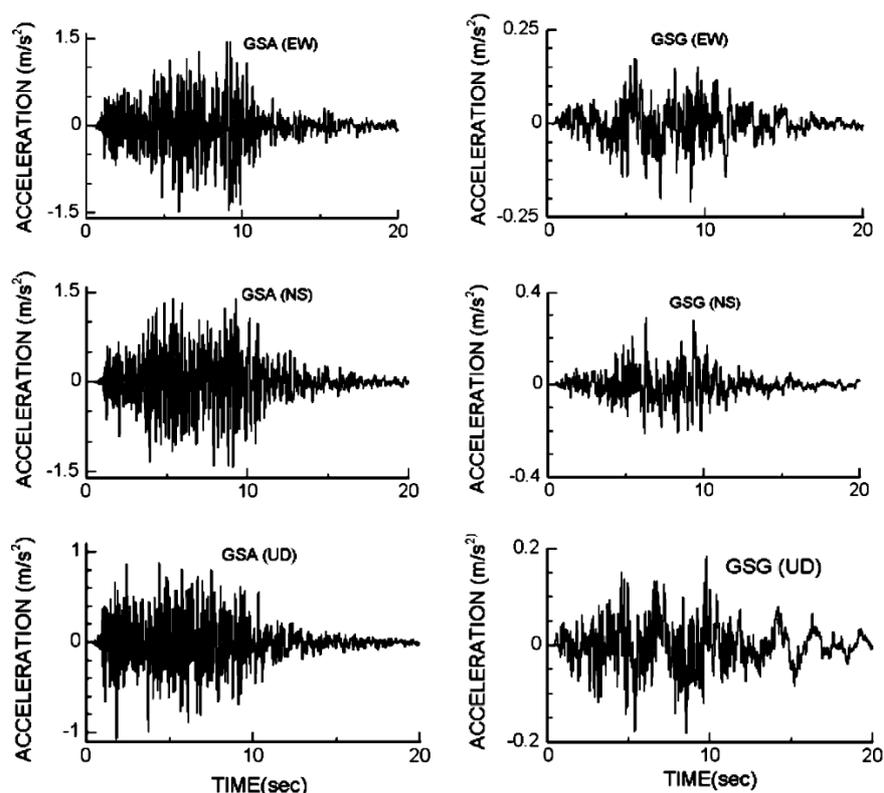


Figure 2 : Enregistrement du séisme de l'Aquila (Italie) par deux stations, l'une (GSA) en surface et l'autre (GSG) dans une galerie du laboratoire souterrain de physique de Gran Sasso situé à 1400 m de profondeur du réseau de surveillance Italien des mouvements de terrains forts, RAN (Aydan et al., 2009).

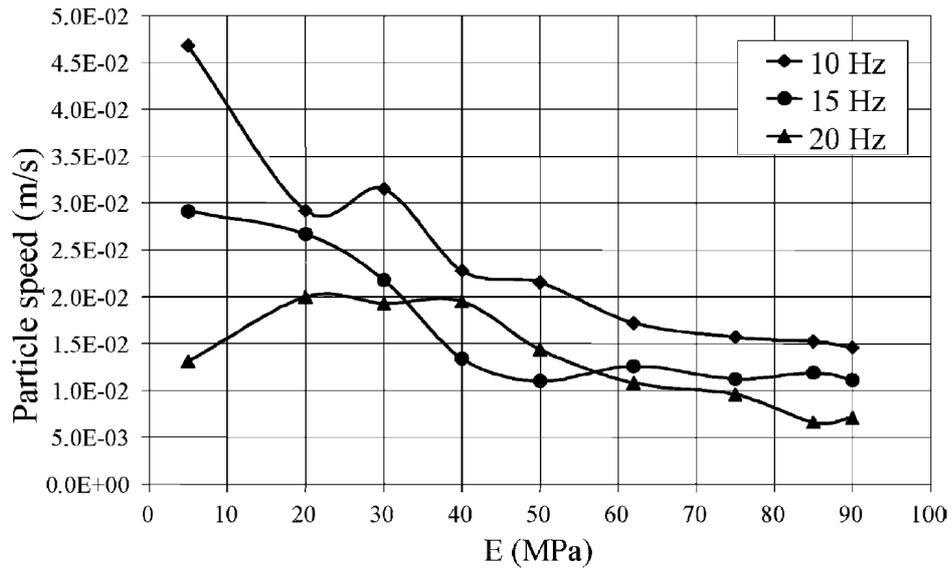


Figure 3 : Variation de la vitesse particulaire mesurée en fonction du module de Young (E) du sol et de la fréquence des vibrations au passage d'un train (Picoux et Le Houédec, 2005).

2. NOTIONS ET NOTATIONS

La communauté scientifique (Kramer, 1995 ; Aki et Richards, 2002) traitant de la propagation des ondes et de l'impact des vibrations utilisent plusieurs mesures physiques et indicatrices pour caractériser la roche et les vibrations. Les principales sont rappelées dans ce paragraphe pour faciliter la lecture du document.

2.1 CLASSIFICATION DE LA ROCHE

La résistance mécanique d'un massif rocheux ne peut pas toujours, comme pour un matériau, être caractérisée efficacement par les simples résistances à la rupture ou par ses modules mécaniques. La résistance du massif dépend aussi des discontinuités et des conditions hydrauliques qui y règnent. Bieniawski (1989) a proposé une classification qui tient compte de 6 paramètres tirés d'observations sur le terrain et en laboratoire (résistance à la compression ; indice de qualité des carottes RQD ; espacement, état et orientation des discontinuités ; conditions hydrauliques) pour déterminer un coefficient de qualité (Rock Mass Rating) qui varie de 0 à 100 (Tableau 2). Ce coefficient de qualité est couramment utilisé dans le dimensionnement des ouvrages souterrains. Singh (2002) et Ramulu et al. (2009) l'utilisent également pour définir la sensibilité de la roche à l'endommagement pour des ouvrages miniers en fonction du niveau des sollicitations sismiques.

Tableau 2 : Exemple de classification de la qualité de la roche en fonction du RMR (Rock Mass Rating) (Bieniawski, 1989).

RMR	Qualité de la roche
0-20	Très faible
21-40	Faible
41-60	Passable
61-80	Bonne
81-100	Très bonne

2.2 CARACTERISATION DES VIBRATIONS

A un endroit particulier dans le sol ou dans une structure, les vibrations ou les mouvements de terrains sont caractérisés par 3 composantes en translation et 3 composantes en rotation. Dans la plupart des analyses ou des études de dimensionnement, les 3 composantes en rotation sont négligées.

Le mouvement de terrain est défini par l'amplitude, le contenu fréquentiel et la durée du mouvement le plus fort pour toutes les grandeurs physiques : déplacement, vitesse particulière et accélération. Ce sont donc ces valeurs maximales qui sont généralement retenues pour caractériser une vibration. Ces grandeurs sont de bons indicateurs de l'impact potentiel d'une vibration sur un souterrain. Cependant, l'expérience sur les séismes a montré que l'endommagement des cavités souterraines est mieux corrélé avec la vitesse

particulaire ou déplacement de l'onde que son accélération. La plupart des études utilisent donc préférentiellement le pic de la vitesse particulaire (PPV : Peak Particule Velocity) qui s'exprime en mm/s ou cm/s suivant l'ordre de grandeur des vibrations.

Le pic d'accélération (PGA : Peak Ground Acceleration) et l'accélération spectrale (SA : Spectral Acceleration) sont néanmoins utilisés pour les mouvements forts. Ils permettent au concepteur (principalement pour les ouvrages de surface) de vérifier si le dimensionnement des ouvrages est compatible avec les sollicitations sismiques potentielles.

Pour passer de la vitesse à l'accélération, il suffit de dériver le signal, mais lorsque seul le maximum est donné, il est difficile de passer de l'un à l'autre. Pour une meilleure lecture des grandeurs des différents travaux présentés dans ce rapport, nous pouvons utiliser les rapports entre PPV ou PGV (Peak Ground Velocity) et PGA donnés par Power et al., (1996) dans le Tableau 3 ci-après.

Tableau 3 : Rapport entre le PGV et le PGA à la surface pour une roche en fonction de la magnitude d'un séisme et de la distance entre le site et l'épicentre (Power et al., 1996).

Magnitude (Mw)	Rapport PGV (cm/s) / PGA (g)			
	Distance	0-20km	20-50km	50-100km
6,5		66	76	86
7,5		97	109	-
8,5		127	140	152

2.3 COEFFICIENT SISMIQUE

Le coefficient sismique, utilisé dans le génie parasismique pour les ouvrages de surface, donne une valeur de sensibilité empirique d'un ouvrage à un séisme, il est le produit de 4 coefficients dont :

- le coefficient d'intensité qui varie de 0 à 2. Il a pour but d'ajuster la résistance d'une construction à l'intensité sismique. La valeur 1 donne une protection contre des vibrations d'intensité VIII ;
- le coefficient de réponse qui caractérise la réponse spectrale de l'ouvrage aux vibrations, il varie de 0,05 à 0,20 suivant la période propre de l'ouvrage de surface, du massif sur lequel il repose et le degré d'amortissement ;
- le coefficient de distribution qui caractérise la répartition des charges sur la hauteur de l'ouvrage, il varie de 0 à 1,5 ;
- le coefficient de fondation qui dépend du massif et du type de fondation, il varie de 0,9 à 1,3.

Par exemple, le cas le plus défavorable en France métropolitaine est de 1,5 pour le coefficient d'intensité, 0,2 pour le coefficient de réponse, 0,75 pour le coefficient de distribution et 1,3 pour le coefficient de fondation ce qui donne un coefficient

sismique horizontal de 0,29 correspondant à une accélération horizontale maximale d'1/3 du poids de l'ouvrage soit 0,29 g.

Le coefficient sismique peut être estimé de cette façon pour chacun des modes de vibration de l'ouvrage et dans la direction verticale lorsque cela est nécessaire. Le coefficient sismique horizontal est couramment utilisé pour les ouvrages de surface. Dernièrement, Aydan et al., (2010) l'ont introduit pour l'estimation des résistances des ouvrages souterrains (exploitations par chambres et piliers) comme cela est précisé dans le paragraphe 4.2.2.

2.4 ONDES ET AMPLIFICATIONS

Les vibrations ou trains d'ondes contiennent des ondes de volume longitudinales (ondes P), transversales (ondes S) et des ondes dites de surface (ondes de Rayleigh ou ondes de Love). L'onde de Rayleigh apparait dans le signal lorsque la distance à la source R est suffisamment importante. Ewing et al., (1957) ont montré que cette distance critique dépend de la profondeur de la source h et du rapport de vitesse entre les ondes P et les ondes de Rayleigh :

$$R = \frac{h}{\sqrt{(V_P/V_R)^2 - 1}}$$

Richart et al., (1970) ont estimé le rapport d'amplitude des déplacements des ondes de Rayleigh en profondeur z par rapport à ceux en surface (Figure 4). Ce rapport est dépendant du coefficient de Poisson du massif considéré comme homogène et de la longueur des ondes.

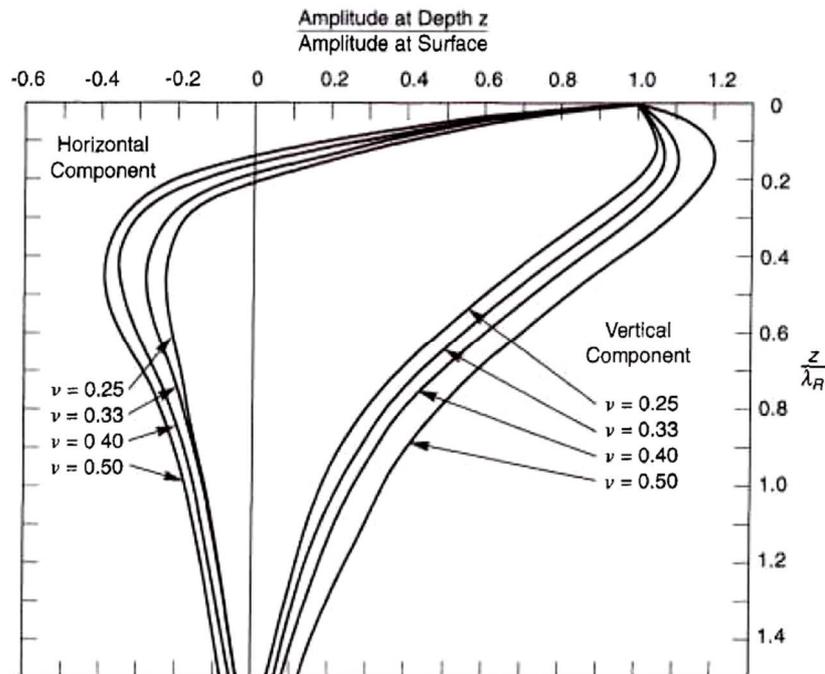


Figure 4 : Déplacements normalisé horizontal et vertical des ondes de Rayleigh en fonction du rapport entre la profondeur (z) et la longueur d'onde (λ), une amplitude négative du ratio indique que le déplacement est inverse à celui de la surface (Richart et al., 1970) pour différentes valeurs de coefficient de Poisson (ν).

Plus généralement, les ondes P et S sont amplifiées du double en surface pour un massif homogène du fait de la surface libre. Elles sont aussi plus ou moins amplifiées en fonction de la nature de la géologie et peuvent présenter des effets de site. Un remplissage sédimentaire ou une couche marneuse prise en sandwich peut piéger les vibrations dont les longueurs d'ondes sont proches de l'épaisseur de la couche (Figure 5).

Cette amplification dépend principalement des vitesses et coefficients d'atténuation des ondes de chacune des couches. Une autre amplification importante peut être due au relief comme un éperon rocheux où les ondes pourront se focaliser et s'amplifier. Cela a par exemple été le cas pour le séisme de Lambesc (1909), où, le centre bourg de Rognes, situé sur un promontoire, a été le plus éprouvé par les sollicitations sismiques.

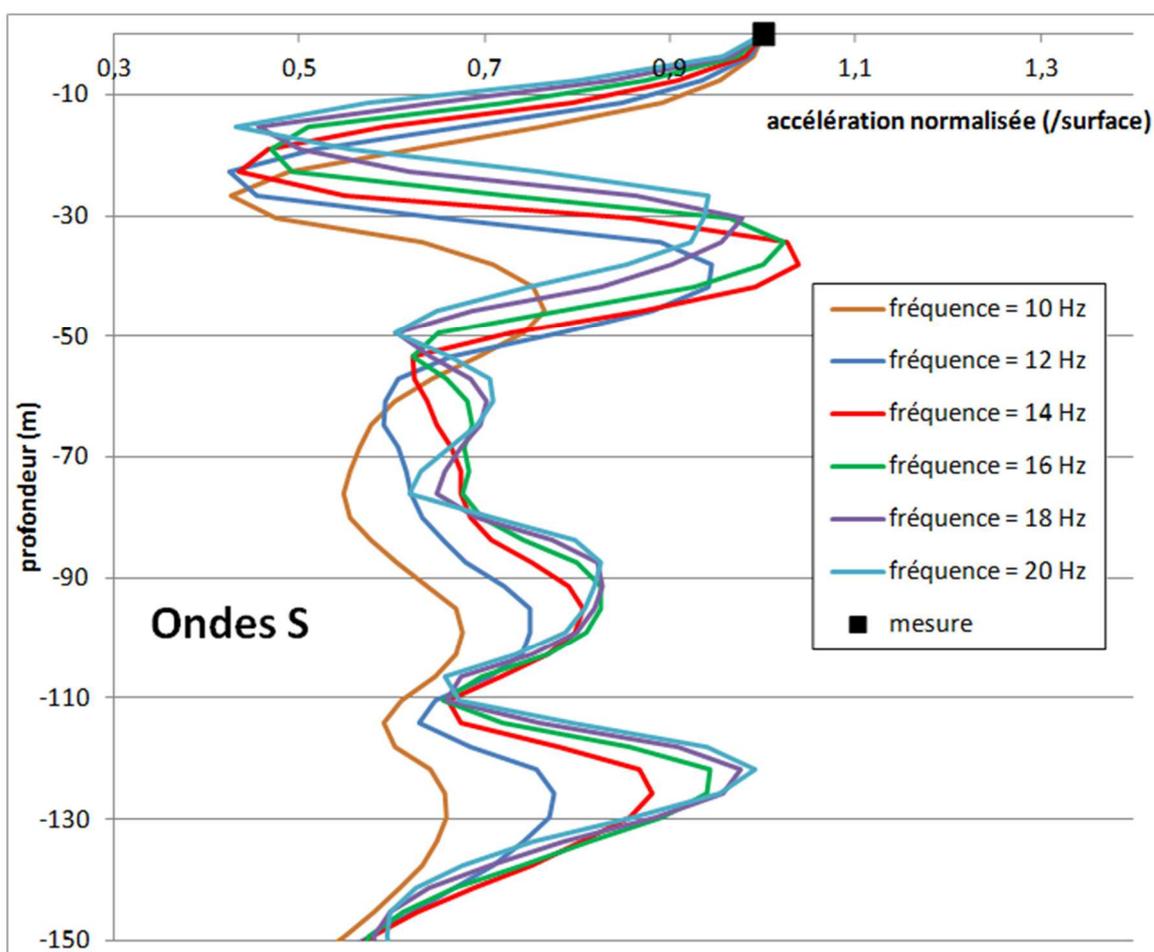


Figure 5 : Modélisation des sollicitations en fonction de la profondeur et la fréquence centrale d'un séisme dans une alternance de marnes et calcaires en bordure du bassin parisien (Renaud et al., 2016).

2.5 CRITERES DE NOCIVITE ET REGLEMENTATION

Il existe une réglementation spécifique concernant les vibrations du sol induites par les tirs de mines relatives aux exploitations de carrières à ciel ouvert et aux installations de premier traitement des matériaux de carrières, qui relève de l'arrêté du 22 septembre 1994 et de sa circulaire d'application en date du 2 juillet 1996 (Annexe 2).

L'article 22.2 édicte que les tirs de mines ne doivent pas être à l'origine de phénomènes vibratoires susceptibles d'engendrer, dans les constructions avoisinantes, des vitesses particulières pondérées supérieures à 10 mm/s, mesurées suivant les trois axes de la construction. Le principe de pondération qui gouverne les aspects techniques de ces textes consiste à amplifier les composantes à fréquence basse et à atténuer les composantes du signal à fréquence élevée, considérées comme les moins nocives pour le bâti. La fonction de pondération du signal est une courbe continue définie par les points caractéristiques suivants :

Fréquence (Hz)	Coefficient de pondération
0-1	5
5-30	1
30-80	3/8

Le coefficient de pondération doit être appliqué à l'amplitude de la transformée de Fourier de chacune des trois composantes du signal original. Ensuite, une transformée de Fourier inverse du spectre pondéré de chacune des 3 composantes permet de reconstituer un signal temporel pondéré. La sollicitation maximale peut être orientée dans la direction de propagation ou dans la direction de la polarisation des ondes. Comme le précise la circulaire du 2 juillet 1996, la méthode de pondération revient à appliquer des limites plus sévères pour les basses fréquences, inférieures à 5 Hz, et plus larges pour les fréquences supérieures à 30 Hz.

Fonction de pondération

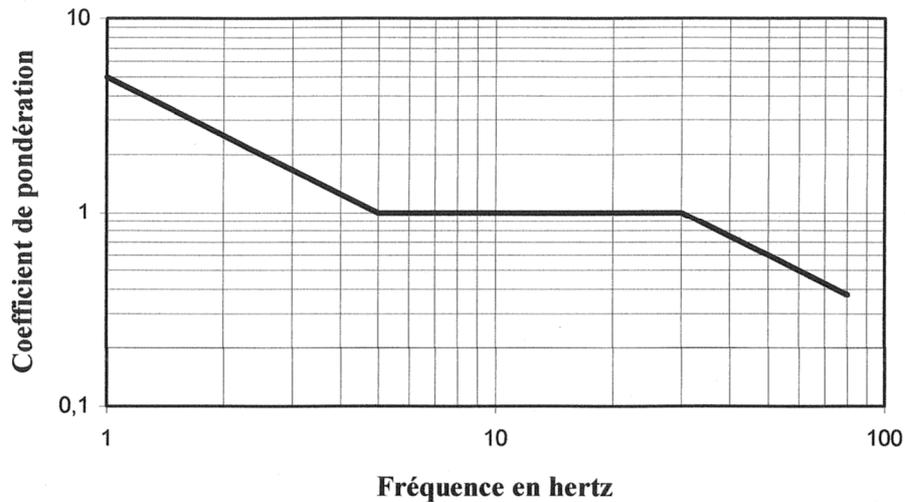


Figure 6 : Fonction de pondération des vibrations en fonction de leur fréquence : Arrêté du 22/09/94 (Annexe 2).

L'amplification des ondes est aussi normalisée dans l'Eurocode 8 (intitulé : règles de construction parasismique harmonisées à l'échelle européenne) pour les 30 premiers mètres suivant 5 classes de sol : de A (sol le plus dur) à E (sol le plus mou). L'amplification normalisée est la plus forte pour les classes de sol E (Tableau 4). Comme pour les tirs de mines, la réglementation sur l'aléa sismique ne concerne que les ouvrages de surface. Elle impose cependant une étude particulière suivant les spécificités de chaque ouvrage avec notamment une analyse de sa réponse spectrale.

Tableau 4 : Classes de sol associées au niveau d'aléa sismique d'après l'Eurocode 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes, agr (accélération et S sensibilité).

Zone de sismicité	Niveau d'aléa	a_{gr} (m/s ²)	Classes de sol	S (zones 1 à 4)	S (zone 5)
Zone 1	Très faible	0,4	A	1	1
Zone 2	Faible	0,7	B	1,35	1,2
Zone 3	Modéré	1,1	C	1,5	1,15
Zone 4	Moyen	1,6	D	1,6	1,35
Zone 5	Fort	3	E	1,8	1,4

3. SOURCES DE VIBRATIONS

Il existe une multitude de sources vibratoires, d'origines naturelle ou anthropique. L'objet de ce paragraphe est de répertorier celles qui pourraient avoir un impact sur la stabilité des cavités souterraines à faible profondeur. Elles sont présentées par ordre d'importance de la plus grande à la plus petite.

3.1 SEISMES

Parmi les différentes sources vibratoires, les séismes sont sans aucun doute les plus énergétiques. Un séisme d'une magnitude de 4,8 correspond à l'énergie relâchée par la bombe nucléaire qui a détruit la ville d'Hiroshima. On peut s'attendre en France métropolitaine à des séismes de plus de 6,0 notamment dans les zones d'aléa sismique moyen (annexe 3). Le dernier grand séisme en France date du 11 juin 1909 à Lambesc. Sa magnitude est estimée à 6,2. Son énergie à la source correspond à celle de 126 bombes Hiroshima.

Une simple corrélation de la carte d'aléa sismique avec la carte de localisation des cavités (exemple de la région Alpes Côte d'Azur sur la *Figure 7* et France entière sur les annexes 3 et 4) montre que le potentiel d'interaction entre les séismes et les cavités souterraines peu profondes en France est bien réel.

Les séismes peuvent générer les 3 types d'ondes (longitudinale, transversale et de surface). La part de chacune d'entre elles est dépendante du mécanisme mis en jeu à la source (faille normale, inverse ou décrochante). L'amplitude, la fréquence dominante, la durée dépendent essentiellement de la magnitude du séisme. Plus le séisme est fort, plus l'amplitude et la durée sont importantes et plus la fréquence dominante est basse. Avec la distance épacentrale qui augmente, l'amplitude de l'onde diminue suivant l'atténuation géométrique et anélastique qui dépend elle-même de la géologie et la géomorphologie du site. Lin et al., (2011) représentent (Figure 8), le PGA (mesuré et modélisé) de plusieurs séismes en fonction de la magnitude et de la distance à l'épicentre. Un séisme de magnitude 6,0 donne par exemple une accélération maximale de 0,3 g à 5 km de l'épicentre. Suivant les rapports donnés par Power (Tableau 3), cela correspond à une vitesse particulière maximale de 20 cm/s. Une liste des séismes ayant déstabilisé des ouvrages souterrains est présentée en annexe 1. Des séismes de magnitude de moment de 6,1 à 9,2, répertoriés entre 1771 et 2009, ont provoqué l'endommagement et parfois l'effondrement total de karsts, de galeries d'irrigation, de mines, de tunnels ferroviaires et autoroutiers.

A noter que des séismes peuvent aussi avoir comme origine une activité anthropique (Contrucci et al., 2017). L'injection d'eau sous pression le long de failles se comporte comme un lubrifiant et surtout diminue la contrainte totale normale à l'origine de séismes naturels dits « déclenchés ». Dans l'exploitation des mines et carrières, des coups de terrain ou « rockburst » peuvent aussi engendrer des séismes dont la magnitude est parfois importante.

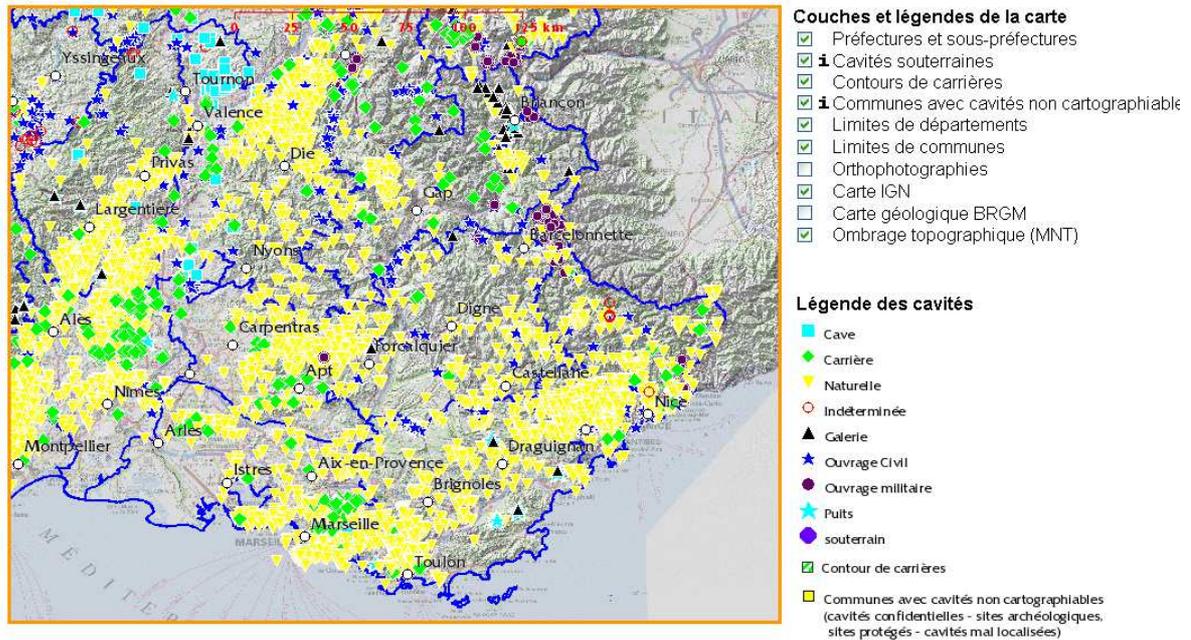


Figure 7 : Comparaison entre la carte de l'aléa sismique (articles R563-1 à R563-8 du Code de l'Environnement) et la localisation des cavités souterraines : exemple de la région Alpes Côte d'Azur (Banque de données Cavités, BRGM).

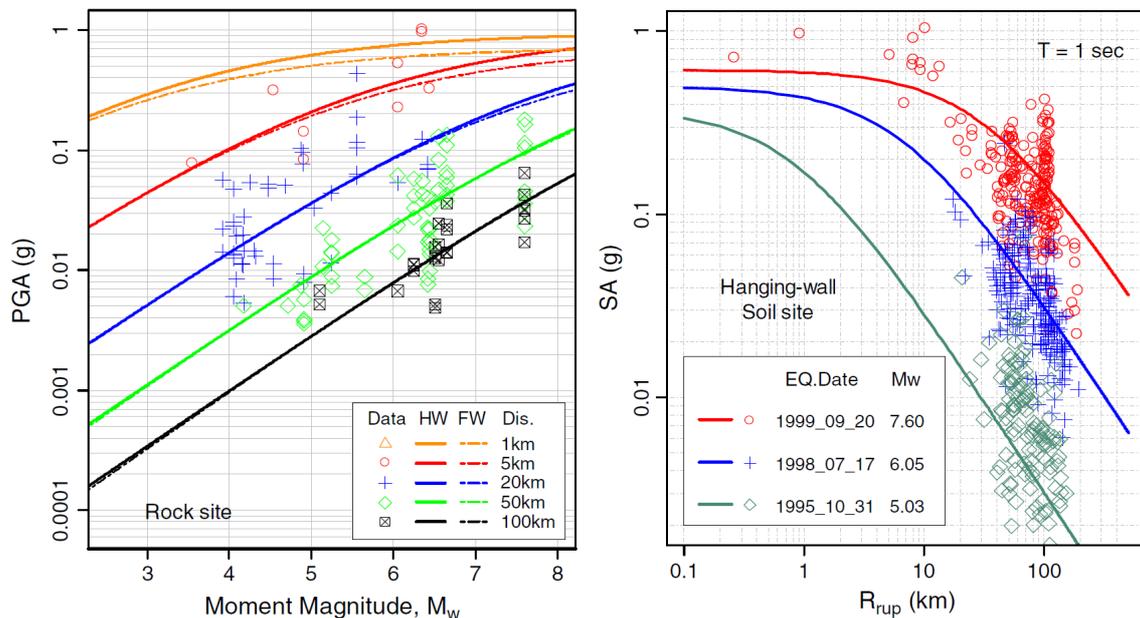


Figure 8 : Pic d'accélération de la roche (Peak Ground Acceleration : PGA) en fonction de la magnitude du moment des séismes pour différentes distances (à gauche) et accélération spectrale du site (Spectrale accélération : SA) en fonction de la distance (R_{rup}) et à une fréquence de 1Hz pour 3 séismes de différentes magnitudes (Taiwan) (Lin et al., 2011).

3.2 TIRS A L'EXPLOSIF

La source de vibration la plus forte après les séismes est la source explosive. Elle peut générer des accélérations et des vitesses particulières du même ordre que celles des séismes sous réserve que l'observateur soit proche de la source. En effet, au-delà de quelques dizaines de mètres, l'amplitude de l'onde a déjà perdu plusieurs ordres de grandeur (*Figure 9*). La raison principale est une fréquence dominante élevée, entre 25 et 78 Hz (*Figure 10*) (Singh, 2002). En effet, du fait de la taille des hétérogénéités géologiques et de la nature de la croûte terrestre, les ondes sismiques hautes fréquences s'atténuent plus rapidement.

Dans l'expérimentation de Singh, 202 tirs avec des charges totales variant de 47 à 24 360 kg (9 à 3 892 kg de charge unitaire) ont été réalisés avec 622 signaux enregistrés. La vibration la plus importante a été enregistrée pour un tir de 6 360 kg avec un PPV de 372 mm/s. Pour plusieurs tirs avec les mêmes charges par délai mais avec une charge totale variable, l'enregistrement du PPV montre un rapport d'amplification de l'onde de 1,33 à 1,84 jusqu'à une distance de 70 m du tir (*Figure 11*). Ce qui montre que la sommation des ondes est plus importante en champ proche.

Par ailleurs, Siskind et al., (2011) ont montré que la présence de vides favorise la propagation des ondes de basse fréquence en filtrant préférentiellement les ondes de plus hautes fréquences en fonction de la source. La présence de failles ou d'inclusions montre en plus une polarisation ou conversion les ondes. Au passage de failles, le train d'onde d'un tir de mine exclusivement en compression peut alors générer des ondes transversales.

Bien que les énergies mises en jeu dans les tirs à l'explosif soient sans aucune commune mesure avec les séismes, les tirs peuvent être réalisés à proximité des ouvrages, en particulier pour des carrières encore en activité. Finalement séismes et tirs peuvent produire des sollicitations d'un même ordre de grandeur au niveau des ouvrages bien que la fréquence des vibrations générées par des séismes locaux soit généralement plus défavorable que celle des tirs.

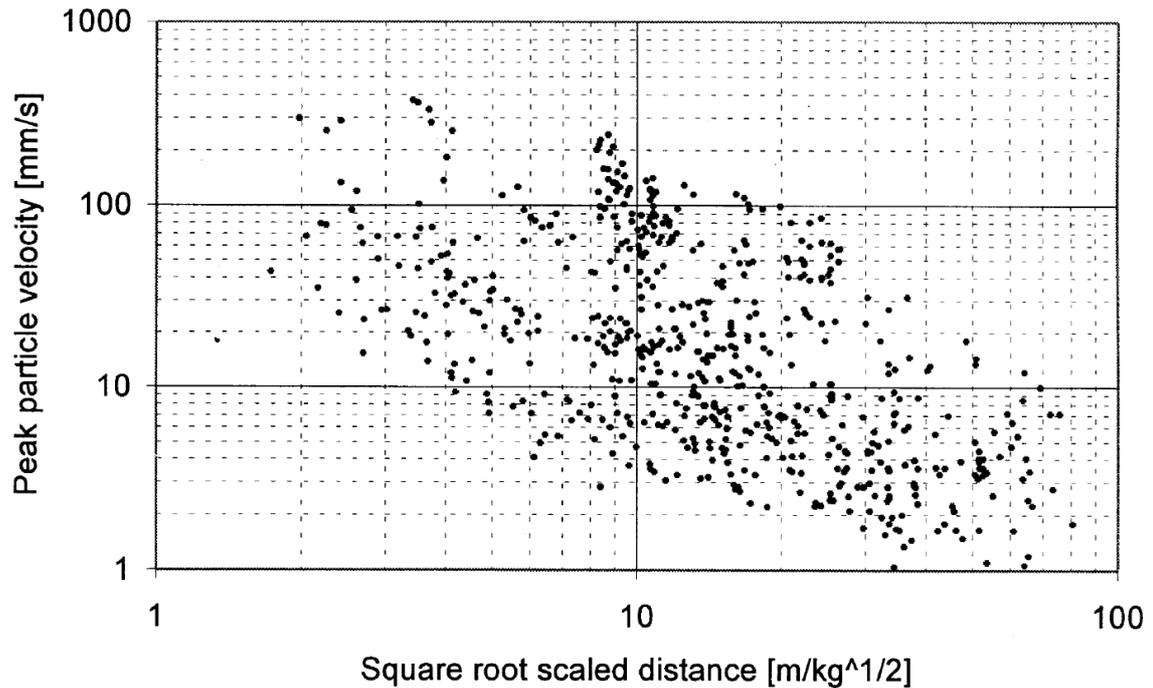


Figure 9 : Valeurs des pics de vitesse particulaire en fonction de la distance et de la charge pour l'enregistrement d'explosions dans une mine de charbon (Singh, 2002).

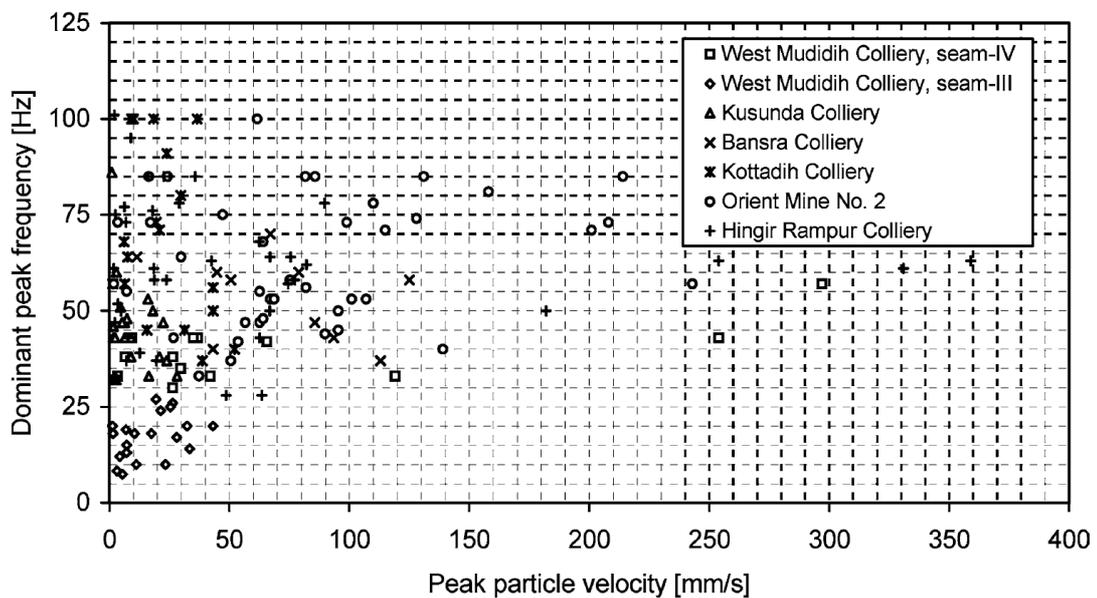


Figure 10 : Valeurs de fréquence dominante de tirs à l'explosif en fonction du PPV dans une mine de charbon (Singh, 2002).

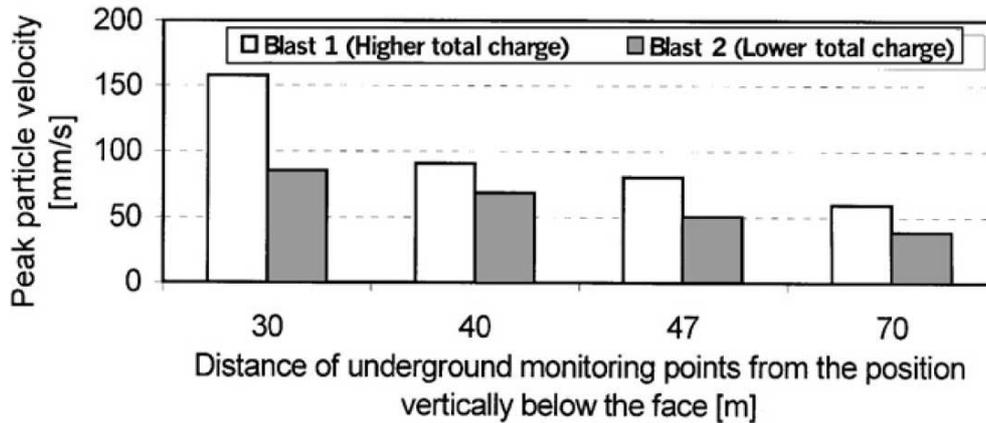


Figure 11 : Comparaison des PPV en fonction de la distance à la source explosive avec la même charge par délai mais avec des charges totales variables (Singh, 2002).

3.3 MACHINES

Dans l'ordre des sources les plus énergétiques aux moins énergétiques viennent ensuite les machines de travaux publics. Les plus puissantes (brises roches, marteaux vibreurs) sont équivalentes à environ 100 g d'explosif (Figure 12 et Figure 13) (CETU, 1998, Athanasopoulos et Pelekis, 2000). La vitesse particulière pour les machines les plus puissantes dépasse 10 mm/s, sachant que c'est la valeur limite réglementaire en France pour les ouvrages en surface (annexe 2). Elle décroît néanmoins rapidement avec la distance, et il n'y a finalement aucune machine classique décrite par le CETU qui émet des vibrations supérieures à 10 mm/s au-delà de 6 m.

Contrairement aux tirs à l'explosif qui génèrent principalement des ondes de pression (ondes P), les machines génèrent une grande variété d'ondes, ce qui est lié à la proximité systématique d'interfaces (sol, fondations...) et au mode de fonctionnement souvent cisailant des outils. Par exemple le fonçage de pieux ou de palplanches (Figure 14) produit une énergie sismique qui est principalement dissipée sous forme d'onde S et d'ondes de Rayleigh.

Pour les machines, la fréquence des ondes émises est directement liée à leur fréquence de fonctionnement. Les marteaux vibreurs par exemple (Athanasopoulos et Pelekis, 2000) ont des fréquences de fonctionnement de 13 à 40 Hz suivant leur taille et leur modèle.

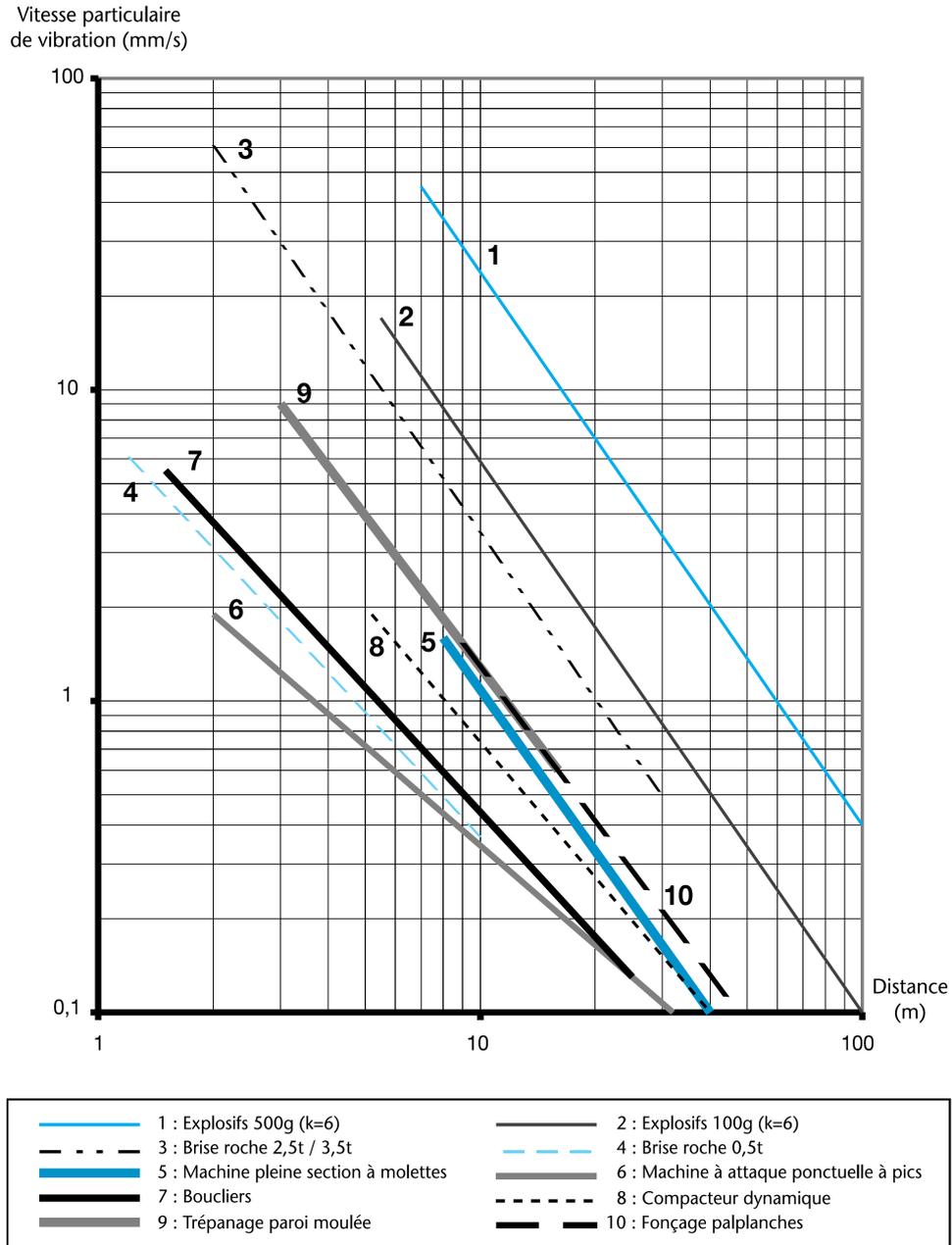


Figure 12 : Ordre de grandeur des vibrations émises par les engins de travaux publics en fonction de la distance à la source (CETU, 1998), à noter que les courbes de décroissance sont simplifiées avec des lois en puissance (droites sur l'échelle logarithmique).

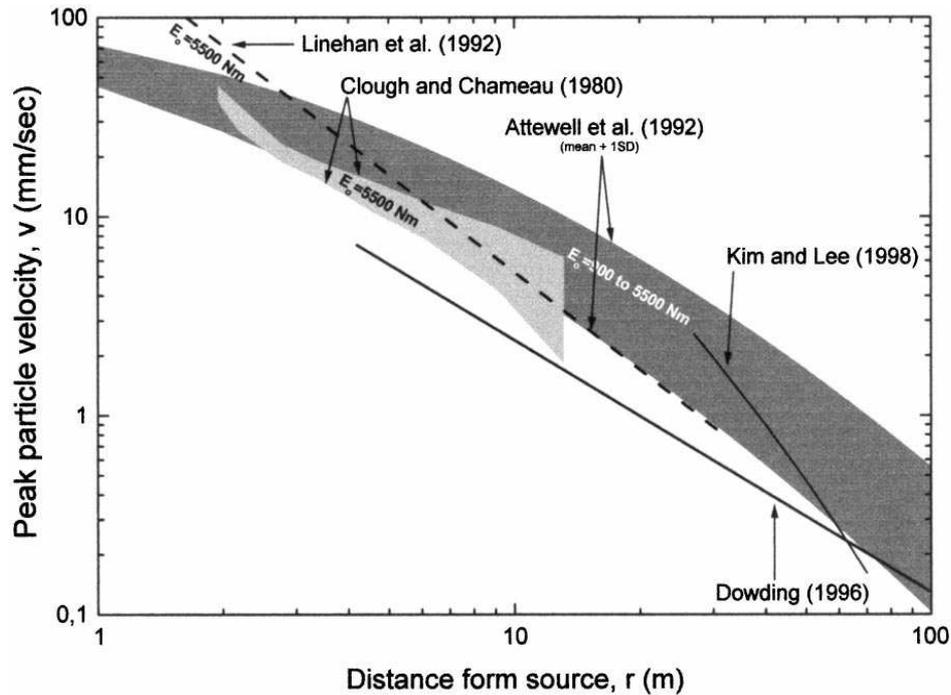


Figure 13 : Atténuation des ondes durant le fonçage de pieux en fonction de la distance (Athanasopoulos et Pelekis, 2000), les auteurs ont repris plusieurs travaux avec des conditions de terrain différentes, des pieux et des marteaux vibrants d'énergies variables. Cela donne cependant un ordre de grandeur des vibrations émises par ce type de travaux.

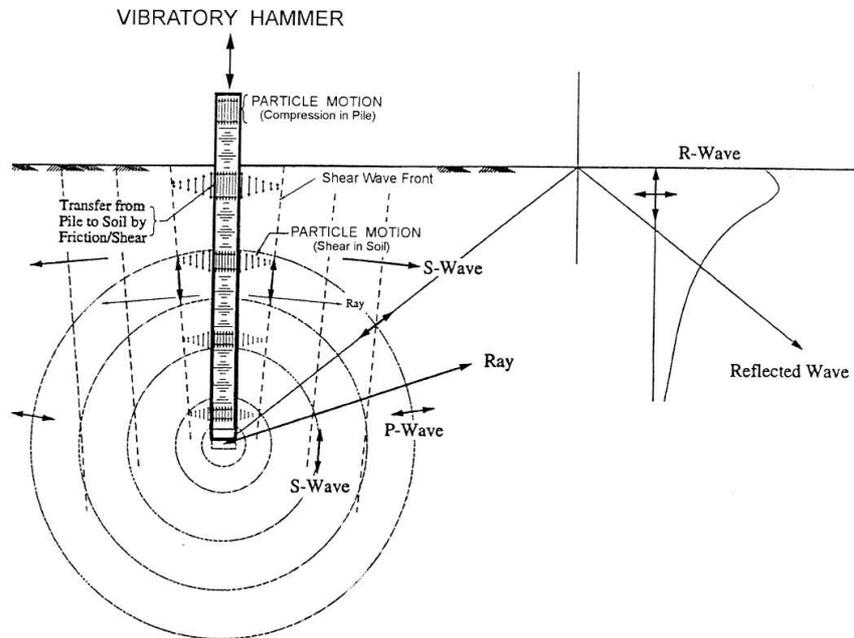


Figure 14 : Mécanisme de génération d'ondes sismiques par l'enfoncement d'un pieu par un marteau vibrant dans un sol homogène (Woods, 1997), les ondes de cisaillement (ondes S) sont générées le long du pieux tandis que des ondes en compression (ondes P) sont générées à la base du pieu. Lorsque ces deux types d'ondes rencontrent la surface du sol, elles se convertissent partiellement en ondes de surface (ondes de Rayleigh).

3.4 TRAFIC

Les dernières sources sismiques étudiées ici sont celles qui présentent l'énergie émise la plus faible. Il s'agit des vibrations liées aux trafics ferroviaire et routier. Picoux et Le Houédec (2005) ont étudié les vibrations générées au passage d'un train. La vitesse particulière du sol (Figure 15) est de l'ordre de 0,1 mm/s à 10 m de la voie ferrée et 3 mm/s à 2 m avec un pic fréquentiel à 4 Hz. Semblat et al., (2011) montrent qu'elles peuvent être parfois proches du seuil réglementaire $V_p=10$ mm/s (annexe 2) à 2 m des voies (Figure 16).

Pour un camion plus léger (9000 kg contre 18 000 kg par essieu pour la locomotive), les vibrations engendrées sont plus importantes avec 0,5 mm/s jusqu'à 3 mm/s à 8 m en fonction de la vitesse du véhicule (Figure 17). La fréquence dominante de l'onde est aussi plus haute avec un pic autour de 12 Hz.

Le passage d'un camion peut donc créer des vibrations plus fortes qu'un train. C'est sans doute lié à la contrainte effectivement appliquée sur le sol. Pour le train, le rail en acier et les traverses répartissent le poids du train sur une surface plus importante que l'asphalte pour le camion. Les différentes amplitudes doivent être modulées avec la qualité des plateformes de roulement et la nature du terrain.

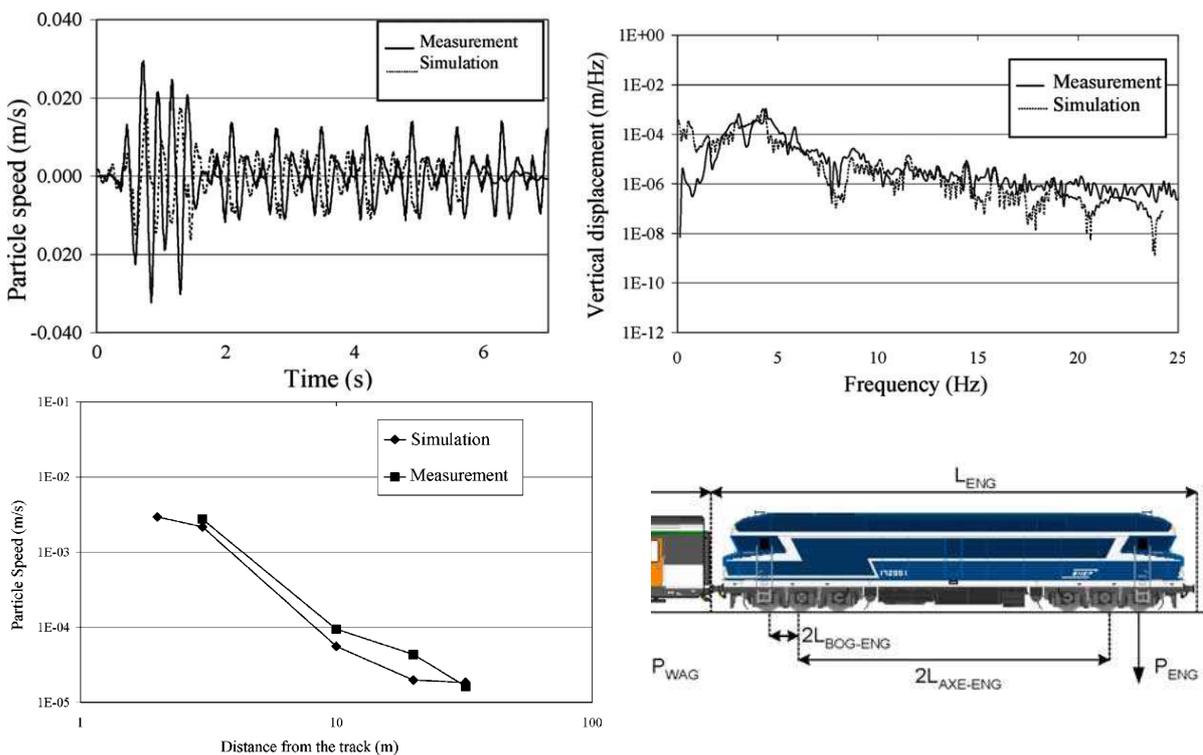


Figure 15 : Signal et spectre fréquentiel associé émis au passage d'un train à 2 m de la voie ferrée (en haut) ; Vitesse particulière maximale des vibrations en fonction de la distance (en bas) (Picoux et Le Houédec, 2005), les auteurs ont mesuré et simulé le passage d'une locomotive avec la pression de chacun des essieux sur la voie. Les signaux, spectres et amplitudes maximales des simulations sont proches des mesures.

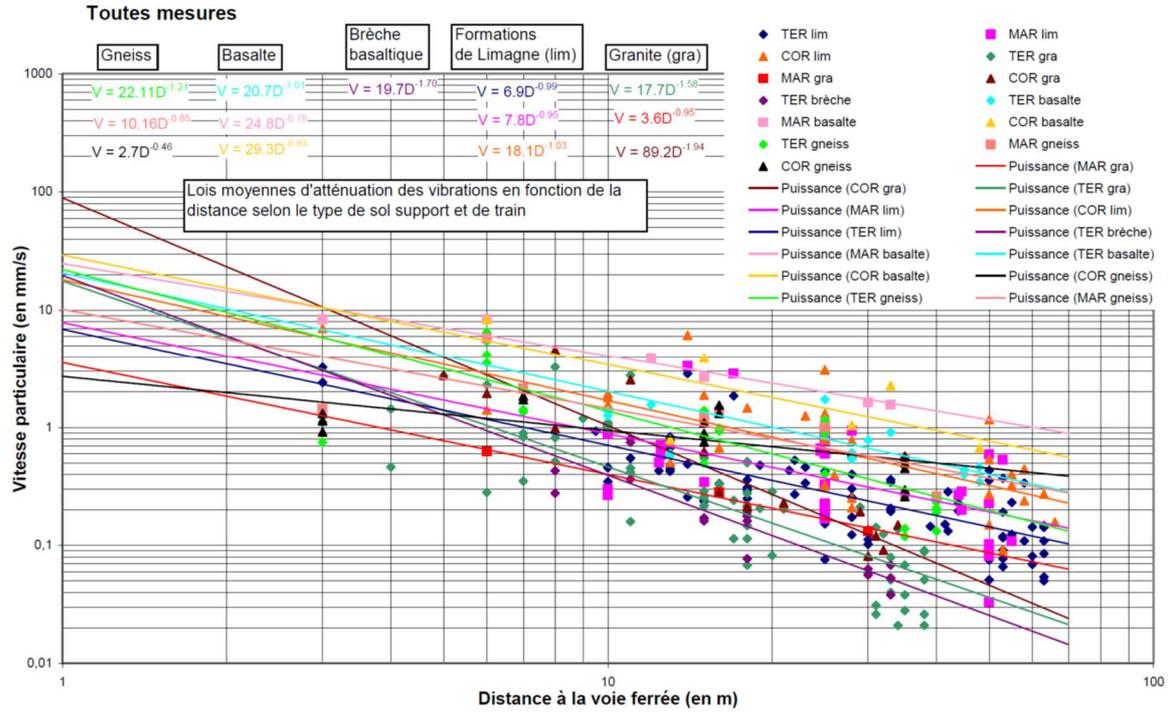


Figure 16 : Vitesse particulaire mesurée en 2006 sur 29 sites de la région Auvergne au passage de 133 trains différents (source CETE Lyon : Semblat et al., 2011), sur les graphiques sont présentés les données brutes et les lois associées pour chaque type de train (Trains régionaux : TER, inter-cité COR et marchandise MAR) associé à un type de sol différent.

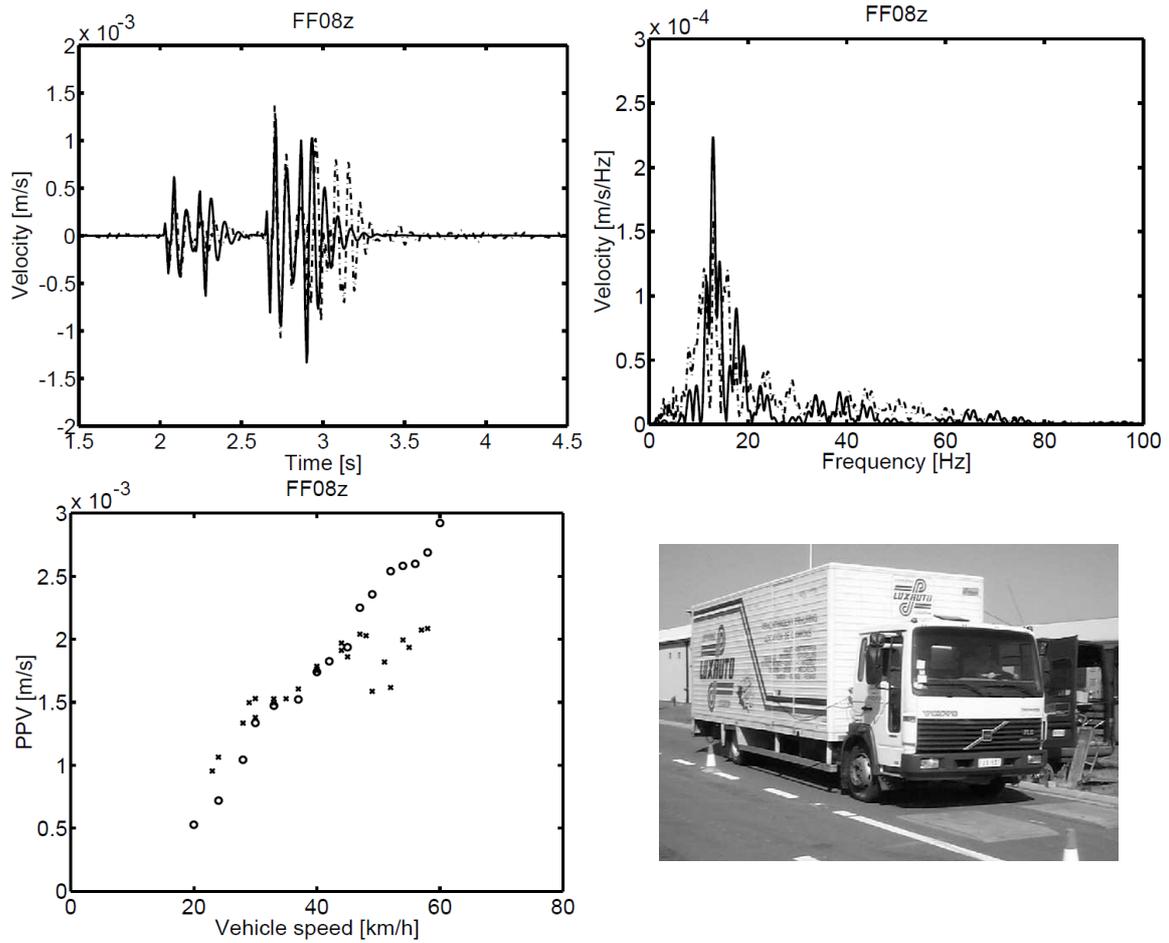


Figure 17 : Signal et spectre associé de la composante verticale de la vibration à une distance de 8 m du passage d'un camion (en haut) ; Vitesse particulière verticale maximale en fonction de sa vitesse (en bas) (Lombaert et Degrande, 2003).

4. CONSEQUENCES ET DOMMAGES

Les vibrations ont donc un potentiel d'endommagement. Le niveau de dommage dépend essentiellement de la puissance et de la fréquence de la source, de la nature des ouvrages souterrains et surtout de leur environnement. Une onde sismique de forte puissance est capable de pulvériser une roche intacte. Elle peut aussi réactiver une faille dans la roche encaissante d'une cavité. Les modes d'actions ainsi que les mécanismes physiques mis en jeu sont variables. Les principaux phénomènes d'instabilité des ouvrages souterrains observés in situ ou étudiés dans la littérature sont présentés dans ce paragraphe. Il faut dissocier les seuils réglementaires (relatifs aux différentes normes et arrêtés) qui intègrent une marge de sureté et les limites physiques au-delà desquels l'endommagement de la roche et les instabilités peuvent se produire.

4.1 ENDOMMAGEMENT DIRECT DU MASSIF

L'endommagement direct d'un massif rocheux ne peut être obtenu que par la propagation d'un front d'onde sismique extrême (glissement d'une faille, explosif civil et militaire, explosion accidentelle...). L'endommagement est dû au dépassement de la résistance du massif par la contrainte exercée par le front d'onde (Figure 18). Ce cas peut être rencontré dans quelques cas où des tirs à l'explosif jouxtent les cavités souterraines, lors du fonçage de tunnels secondaires ou dans des exploitations de carrières souterraines. Les massifs encaissants les cavités ou les tunnels existants peuvent être directement endommagés par ces tirs.

Le niveau d'endommagement induit par l'onde dépend de nombreux facteurs. Les principaux sont la distance avec la charge explosive, le poids et la densité de la charge pour un tir (Figure 19), les propriétés mécaniques de la roche, la distribution et la fréquence des discontinuités. Les différents niveaux d'endommagement sont donc très variables suivant les sites et les expériences. Persson (1997) donne par exemple l'état d'un granite en fonction de la vitesse particulaire associée à plusieurs explosions souterraines (Tableau 5). Le premier stade est le gonflement, le dernier est une pulvérisation de la roche. Il faut noter que ces niveaux de vitesse particulaire ne sont atteints que dans l'environnement proche des explosions comme lors de tirs d'abattage. L'endommagement direct d'un massif sain ne concerne donc qu'un volume réduit autour des explosions, dans un rayon inférieur à 10 m pour Wei et al (2009) par exemple (Figure 19) où l'objectif était d'étudier l'impact du creusement d'un nouveau tunnel sur un tunnel déjà existant. Le même auteur a montré que cette distance augmente de 70% pour une roche caractérisée par un RMR compris entre 40 et 95 (Tableau 2). Le risque de déstabilisation de carrières souterraines par ce mode d'endommagement est donc généralement limité à l'environnement immédiat de la source, excepté dans le cas où l'objectif est le foudroyage de l'ouvrage proprement dit.

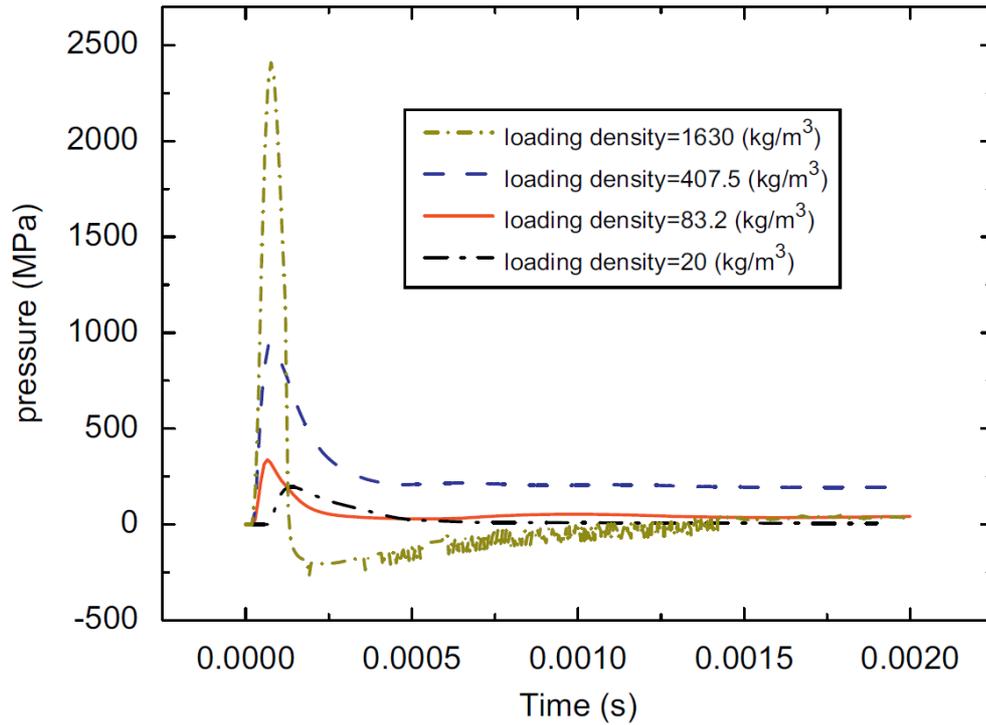


Figure 18 : Pression autour d'un forage après une explosion en fonction du temps pour différentes densités de charge (Wei et al., 2009).

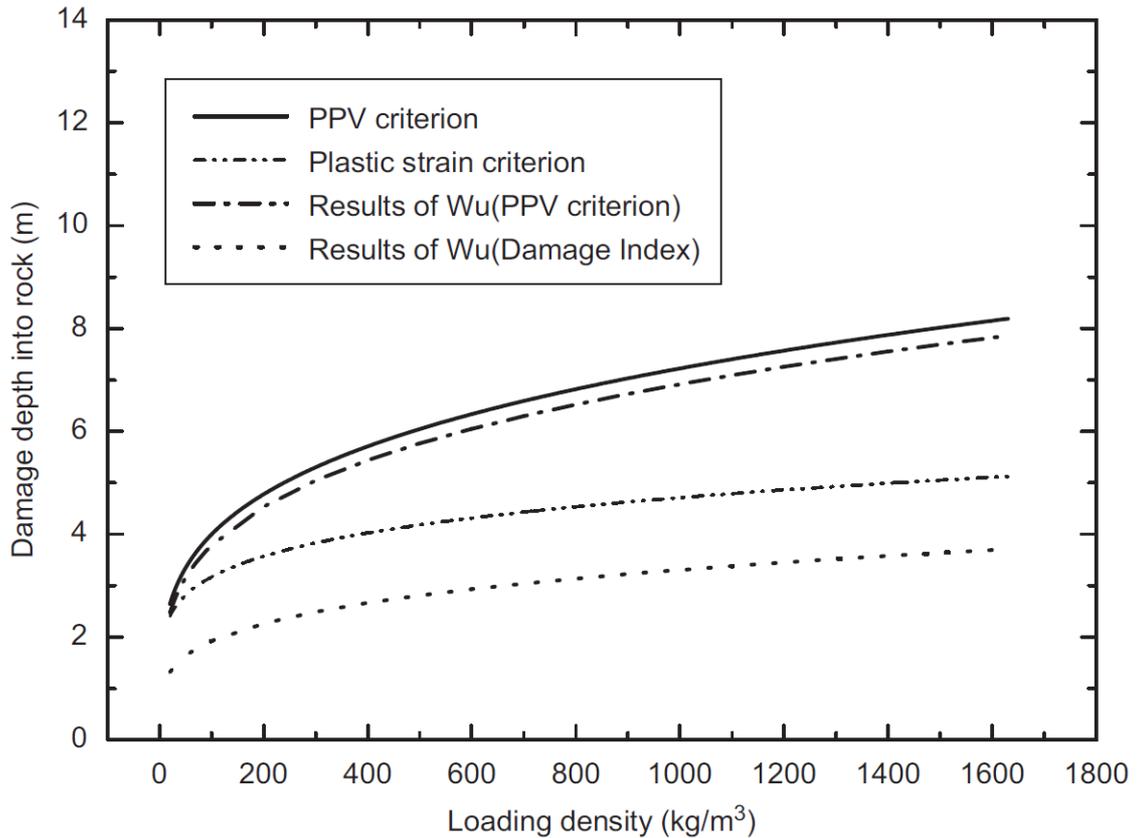


Figure 19 : Profondeur de l'endommagement de la roche autour d'une explosion en fonction de la densité de la charge explosive pour plusieurs critères de rupture (Wei et al., 2009).

Tableau 5 : Phénomènes types d'endommagement et vitesse particulaire pour des roches en carrière de grès (Persson, 1997).

Phénomène typique	PPV (m/s)
Initiation du gonflement	0,7
Initiation de l'endommagement	1,0
Fragmentation	2,5
Pulvérisation	15,0

4.2 DEFORMATION DES OUVRAGES

Pour connaître les sollicitations d'un ouvrage souterrain et les capacités de celles-ci à le déstabiliser, il s'agit de déterminer d'une part les caractéristiques de l'onde (polarisation, orientation et amplitude) et son interaction avec la structure de l'ouvrage.

Pour une onde plane, c'est-à-dire avec un front d'onde plan, la contrainte exercée est proportionnelle à la densité du milieu ρ , à la vitesse de l'onde P ou S et à la vitesse particulaire normale ou tangentielle :

$$\sigma_{n,s} = \rho V_{P,S} v_{n,s}$$

L'interférence de l'onde avec l'ouvrage dépend essentiellement de sa géométrie et de la présence ou non d'un revêtement. Pour un ouvrage revêtu, il faut tenir compte de l'interaction entre le massif et la structure. L'enjeu de ce type d'ouvrage est évidemment plus grand que celui des carrières souterraines et c'est pourquoi, les cas de tunnels de transport ont été plus étudiés (Owen and Scholl, 1981, Wang, 1993, Hashash et al., 2001). Les résultats de ces études sont néanmoins facilement transposables aux galeries isolées des carrières.

4.2.1 IMPACT SUR UN TUNNEL

La déformation d'un tunnel soumis à des vibrations est complexe du fait des interactions avec la structure et de la formation d'ondes de surface. C'est pourquoi les modes de déformation sont ici restreints à leurs 3 premiers modes qui sont par ailleurs les plus déterminants (Figure 20) avec :

- la compression et l'extension (ondes P) ;
- la flexion longitudinale (ondes P) ;
- l'ovalisation ou la distorsion (ondes S).

Le mode le plus simple est une onde de pression se propageant le long de l'axe du tunnel. Dans ce cas, l'alternance compression-extension de la roche n'est pas influencée par le tunnel. Dès que l'onde de pression arrive sur le tunnel avec une incidence différente, ce qui est généralement le cas, le tunnel se courbe longitudinalement en fonction de cet angle, de la vitesse et de la fréquence de l'onde. Pour une onde de cisaillement, quelle que soit sa polarisation, la contrainte différentielle exercée ovalise ou distord la section suivant qu'elle soit respectivement circulaire ou rectangulaire.

Après simplifications, des calculs analytiques (Kurose, 2000, Wojtkowiak et al., 2001) permettent d'estimer les contraintes supplémentaires qui s'appliquent sur le tunnel en fonction du type d'onde et du mode. Cette contrainte est de l'ordre de 1 MPa pour des vitesses particulières proches de 100 mm/s. Wang (1993) a montré que les déformations produites par les ondes de Rayleigh dominant sur les structures proches de la surface mais à des distances importantes de la source sismique. Il a aussi montré que les ondes S se propageant verticalement sont la principale cause des distorsions des tunnels. Il est cependant difficile de connaître pour chaque cas les ondes qui sont prépondérantes dans les déplacements et vitesses particulières subies par le tunnel. Une approche numérique est souvent nécessaire, comme celle qui a été réalisée par Semblat et Dangla (2005), où l'interaction entre l'onde et la galerie est largement dépendante de la fréquence et

de la profondeur de la galerie. La distorsion et la flexion extrêmes des tunnels mènent à des ruptures qui se rencontrent classiquement dans les ouvrages souterrains : ruptures en chevron du toit, soufflage et rupture du radier (Figure 21). Par analogie, Gilli (2005), a observé dans des cavités naturelles des désordres historiques engendrés par des séismes à travers les concrétions. Il s'agissait le plus souvent de rejeux de failles suite au passage de l'onde sismique.

A noter aussi que les simulations numériques (Kurose, 2000) et les observations (Singh, 2002) montrent que l'impact d'une onde sur une galerie est maximal lorsque la longueur d'onde est de l'ordre de 1 à 4 fois le diamètre de la galerie. De plus, les plus hautes fréquences du train d'ondes sont susceptibles de générer localement de l'écaillage au niveau du toit (Figure 22).

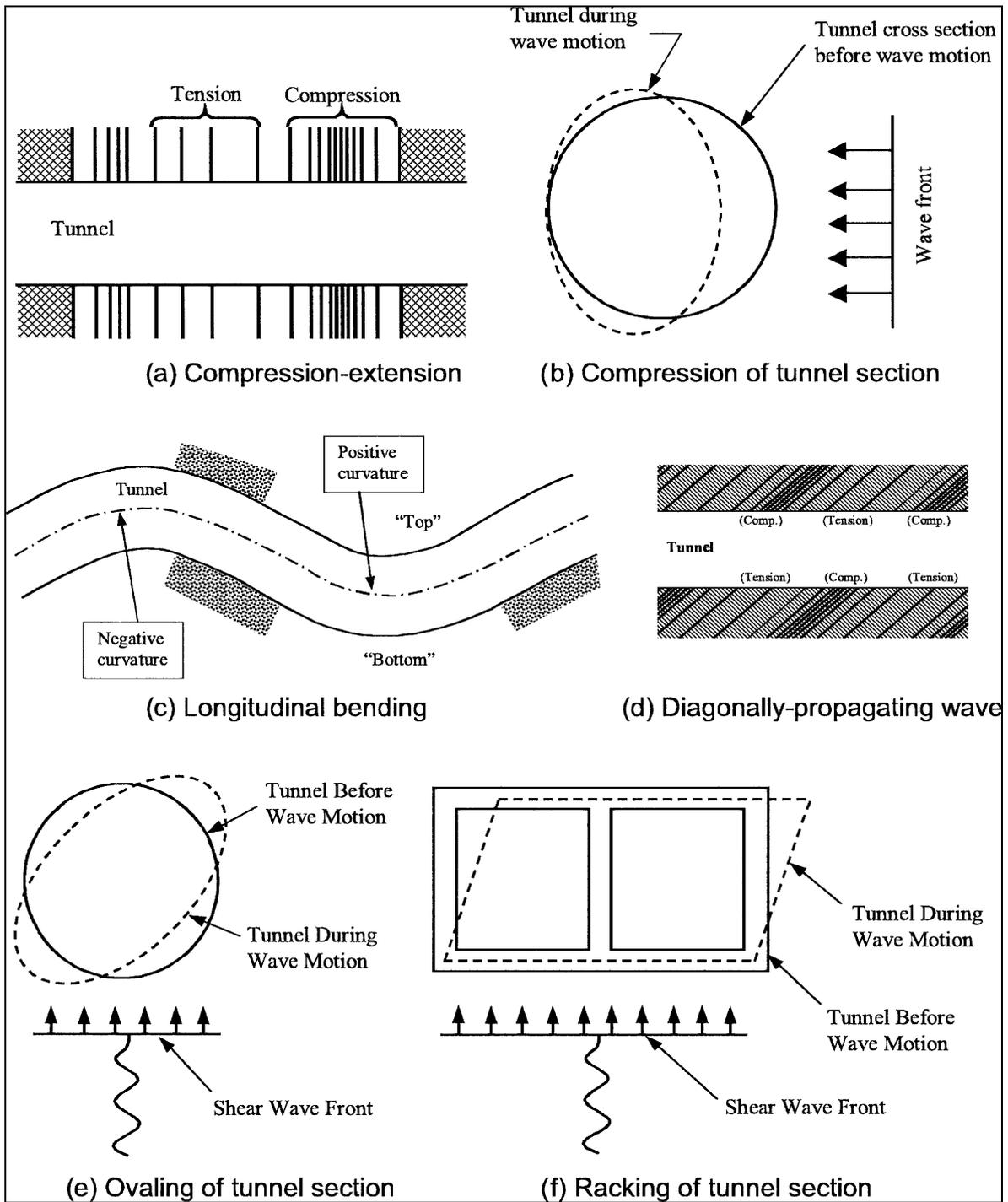


Figure 20 : Modes de déformation d'un tunnel sous sollicitation sismique (Owen and Scholl, 1981, Hashash et al., 2001).

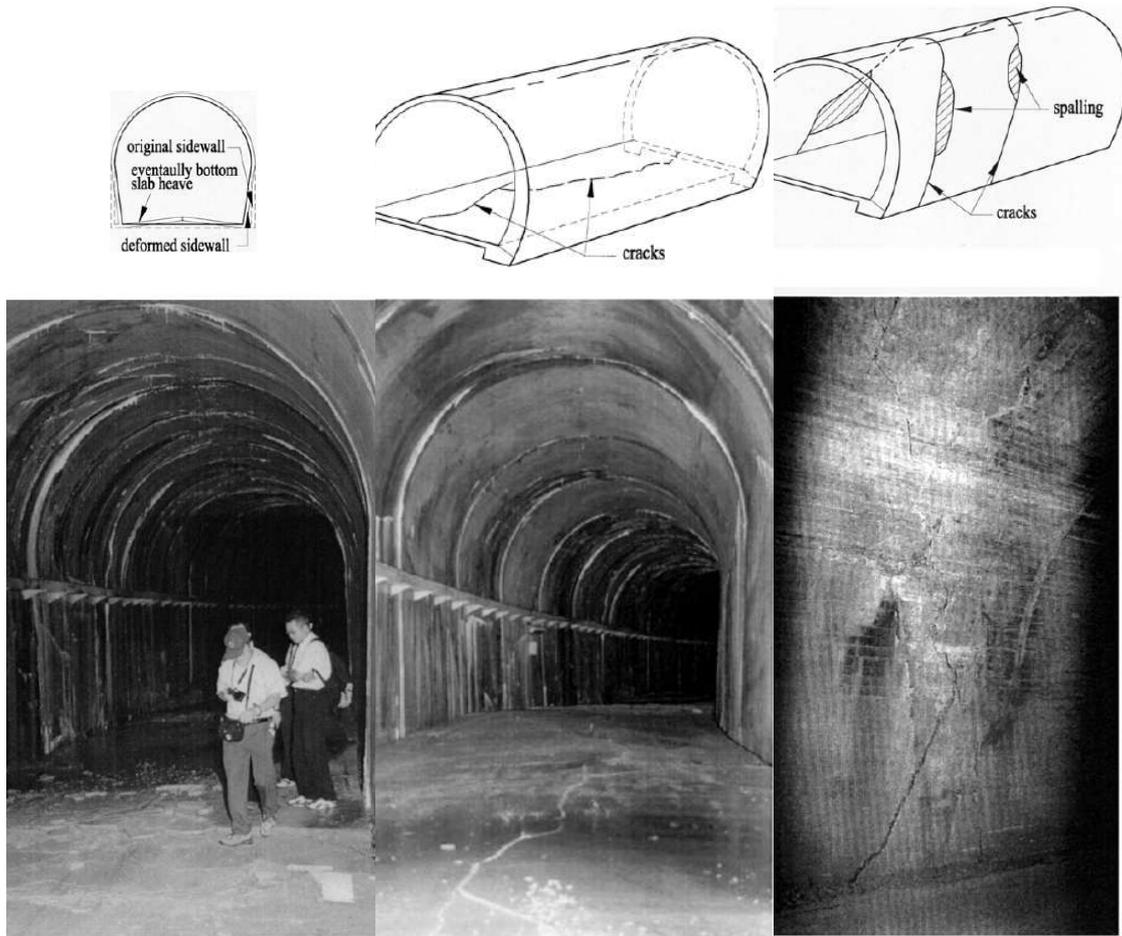


Figure 21 : Ruptures et déformations rencontrées dans le tunnel de Shuang-Tung suite au séisme de Chi-Chi (magnitude de 7,3) de 1999 à Taiwan (Wang et al., 2001) ; déformation du profil (à gauche), soufflage et rupture longitudinale du radier (au centre) ; rupture en chevron et écaillage du revêtement (à droite).



Figure 22 : Chutes de toit dans la recette d'une mine de charbon suite à des explosions à proximité (Singh, 2002), le toit est composé de grès, la mine se situe à environ 150 m de profondeur.

4.2.2 IMPACT SUR UNE EXPLOITATION PAR CHAMBRES ET PILIERS

L'impact des vibrations sur des exploitations par chambres et piliers est bien moins étudié que celui sur les tunnels et les galeries isolés. Seuls Aydan et al. (2004, 2009 et 2010) ont récemment proposé une approche à la fois analytique et expérimentale de l'impact des vibrations sur des mines et carrières. Aydan a proposé une approche simple basée sur le coefficient sismique (§ 2.3) pour concevoir ce type d'exploitation soumises à des séismes (Figure 23). Lorsque le pilier est en contact complet avec les terrains de couverture, il définit la contrainte appliquée sur le pilier d'une largeur w et d'une surface A_p en se basant sur la méthode de l'aire tributaire :

$$\sigma_p = \rho g \frac{A_t}{A_p} H \left[1 + 6\alpha_H \frac{H}{w} \frac{y}{w} \right]$$

Avec des composantes statique et dynamique où ρ , g , A_t , A_p , α_H , H , w et y sont respectivement la densité, la gravité, la surface portée par le pilier, la surface du pilier, le coefficient sismique horizontal, la hauteur du recouvrement, la largeur du pilier et la distance avec le centre du pilier où est appliquée la contrainte. On note que la contrainte dans le pilier est la somme du chargement statique calculée par l'aire tributaire et d'un chargement additionnel dynamique. Le coefficient sismique horizontal s'écrit :

$$\alpha_H = \frac{w}{3H} \left(5 \left(\frac{w - w^*}{w} \right) + 1 \right)$$

Avec w^* la largeur effectivement portante du pilier et H la hauteur de recouvrement.

La Figure 24 illustre cette formulation avec la représentation de la contrainte dynamique qui s'ajoute à la contrainte statique en fonction du coefficient sismique du pilier. Le chargement dynamique augmente avec la profondeur jusqu'à atteindre plus du double du chargement statique à 50 m de profondeur.

Concernant le toit, il fait l'hypothèse que les vibrations horizontales se traduisent par un chargement gravitaire qui induit des contraintes de flexion et des contraintes axiales dans le premier banc du toit d'une épaisseur (t). Sur cette base le coefficient sismique au moment de la rupture du toit par flexion s'écrit :

$$\alpha_H = \frac{\sigma_t}{\rho g t \left(\frac{A_t}{A_p} - 1 \right)} - \frac{t}{2H} \left(\frac{A_t}{A_p} - 1 \right)$$

Où σ_t (variable) et t sont respectivement la contrainte en traction et l'épaisseur de la couche mobilisée au toit.

L'auteur montre les différents domaines de rupture avec la formalisation de 4 zones distinctes :

1. le toit et les piliers sont stables ;
2. le toit et les piliers sont instables ;
3. le toit est stable et le pilier instable ;
4. le toit est instable et le pilier est stable.

L'auteur montre par ces résultats que pour une même sollicitation dynamique, les exploitations peu profondes sont sujettes à des ruptures de toit tandis que les exploitations profondes présentent un plus grand risque de ruptures de piliers. L'instabilité du toit est la source de fontis surtout pour un rapport H/h très faible. Le mécanisme de rupture du pilier fragilise les appuis, augmente les portées et induit l'effondrement (localisé ou généralisé). Cette analyse est réalisée pour un taux de défrètement de 75 %.

Ces résultats ont été validés par Aydan et al. (2010) sur des maquettes avec l'observation de ces deux types de ruptures en fonction de la profondeur de l'exploitation (Figure 25). Ces auteurs ont aussi appliqué ce modèle sur des cas d'effondrements de galeries in situ suite au séisme de l'Aquila (Figure 26). Le niveau d'instabilité du modèle était atteint pour les cas d'effondrement, confirmant l'intérêt de cette approche pour contribuer à juger de la stabilité d'une carrière souterraine en fonction de sa profondeur et des sollicitations sismiques auxquelles elle pourrait être soumise.

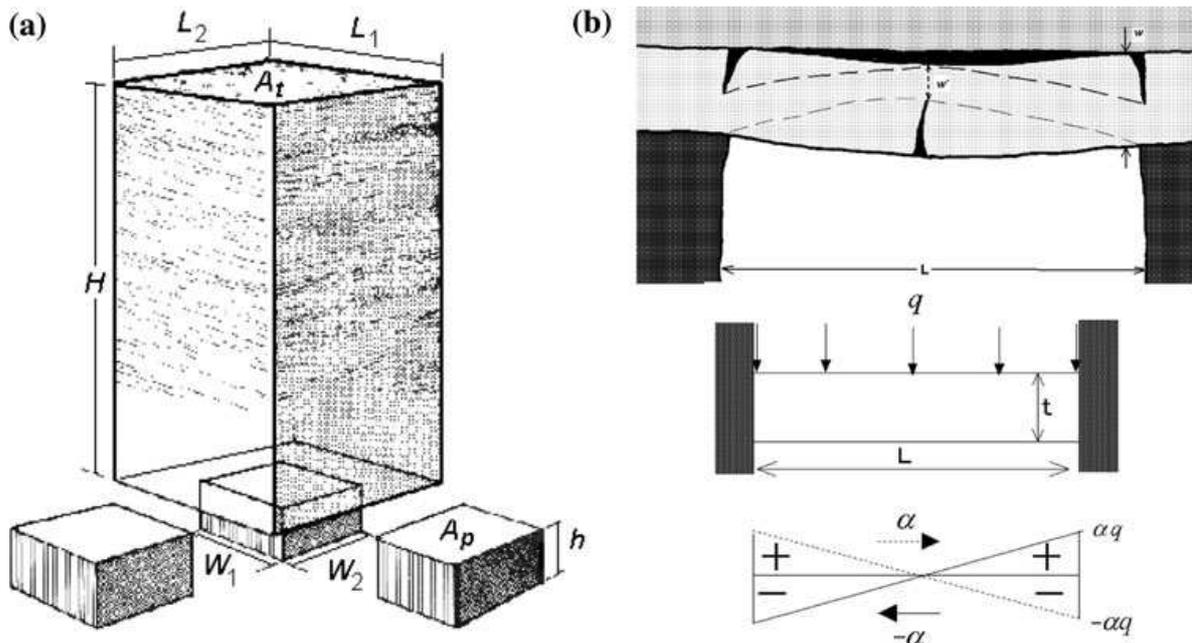


Figure 23 : Modèle mécanique du chargement statique d'un pilier – méthode de l'aire tributaire (a, à gauche) et du chargement dynamique du toit d'une galerie (b, à droite) (Aydan et al., 2010, Whittaker et Reddish 1989), W_1 , W_2 , dimensions du pilier, A_p , Surface du pilier, h , hauteur du pilier, H hauteur de recouvrement, L_1 , L_2 , A_t , dimensions et surface supportée, t : épaisseur du toit, a direction de sollicitation, q : charge de la poutre.

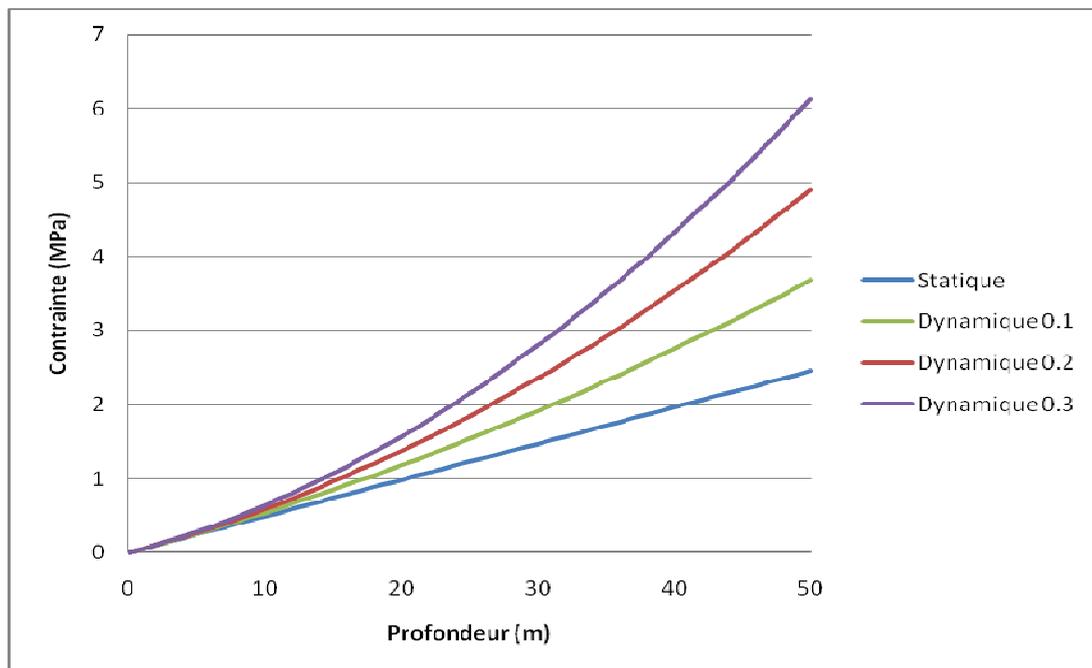


Figure 24 : Contrainte appliquée sur un pilier carré (σ_p) de 5 m en fonction de la profondeur pour un chargement statique et dynamique avec un coefficient sismique variable (0,3 : maximum Français) pour un taux de défrètement (A_p/A_t) de 50% et une densité de terrain de recouvrement de 2,5.

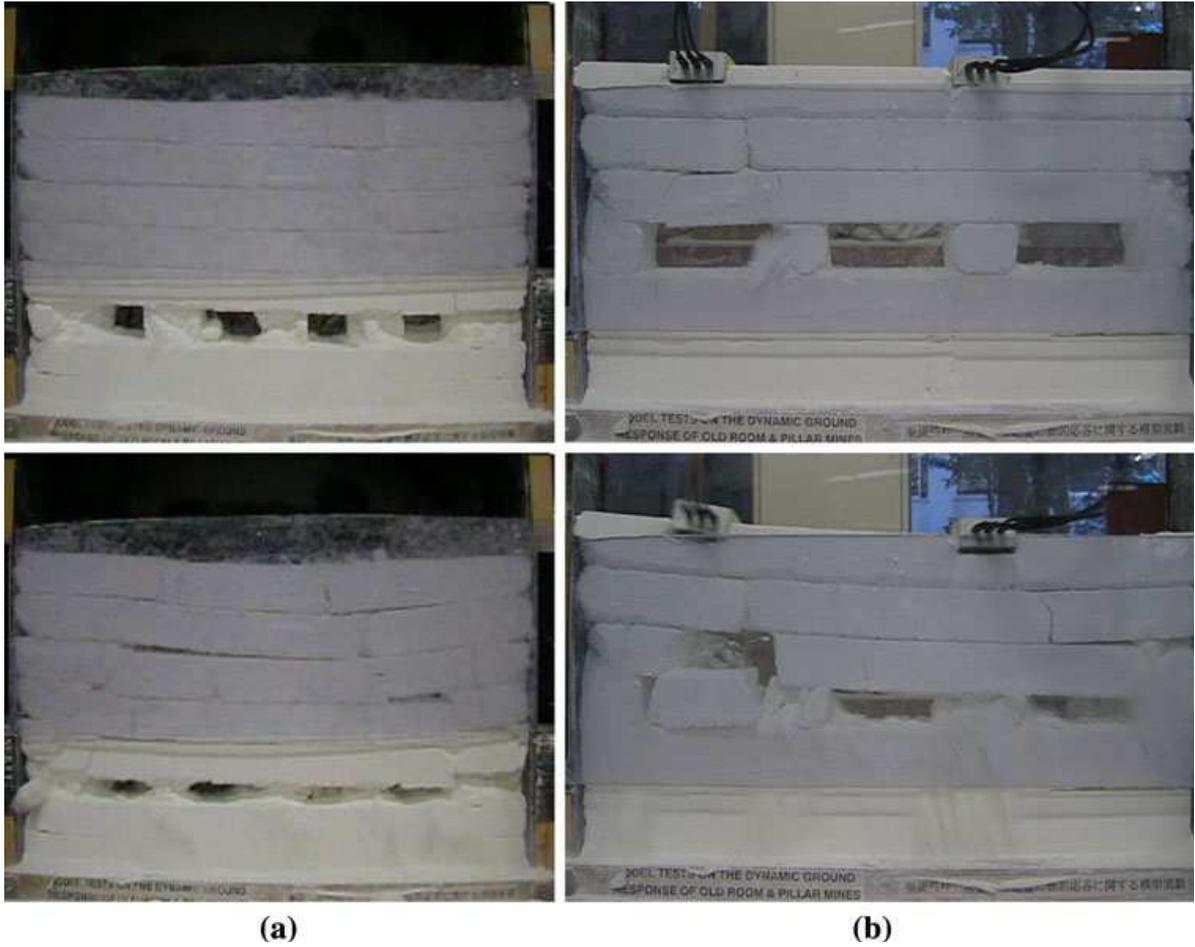


Figure 25 : Photographies de modèles réduits de mines abandonnées (lignite) sur une table vibrante : (a) rupture des piliers : taux de défrètement de 50%(b) fracturation des bancs au toit : taux de défrètement de 75% (Aydan et al., 2010).



Figure 26 : Exemples d'effondrements de cavités souterraines causés par des séismes : (en haut) sous-cavage dans la mine abandonnée de Yamoto (Japon) (Kawamoto, 2004) ; en bas : fontis à l'Aquila (Italie) (Aydan et al., 2009).

4.3 SOLLICITATIONS CYCLIQUES ET FATIGUE

Les ouvrages souterrains creusés directement dans la roche sont vulnérables à des sollicitations répétées et plus encore les parties altérées et fracturées que sont les accès. En effet, le chargement répété d'une roche peut créer un endommagement progressif des discontinuités jusqu'à atteindre le seuil de glissement avec un déplacement important (Brady, 1990). Les massifs rocheux exposés à des ondes répétées ont montré un endommagement plus important que les mêmes massifs soumis à une seule sollicitation (Villaescusa et al., 2004). Brown et Hudson (1974) ont constaté que l'endommagement d'un massif par des ondes sismiques est principalement dû au mouvement le long des discontinuités, ce qui est en accord avec les observations expérimentales qui montrent que la résistance au cisaillement des discontinuités décroît sous un chargement tangentiel cyclique (Figure 27). John et Zahrah (1987) ont été plus loin en montrant que l'endommagement d'un ouvrage souterrain est relatif au nombre de fois où les discontinuités ont dépassé le seuil de plasticité.

Ramulu et al., (2009) ont cherché à connaître l'impact de la fatigue du massif sur la détermination d'un seuil physique d'endommagement lié à la vitesse particulaire enregistrée lors du creusement d'un tunnel ferroviaire. Ils ont mesuré les déplacements au toit et dans les piliers d'une galerie à chaque tir (Figure 28). Ils ont montré que pour une vitesse particulaire critique V_{cr} correspondant au seuil d'endommagement par un seul tir, la vitesse particulaire nécessaire pour endommager le même massif avec des ondes répétées n'était plus qu'à 20% de V_{cr} . Ces différents travaux montrent donc qu'il est indispensable de prendre en compte le nombre de cycles vibratoires pour appréhender le potentiel d'endommagement d'une onde et pas seulement son amplitude maximale.

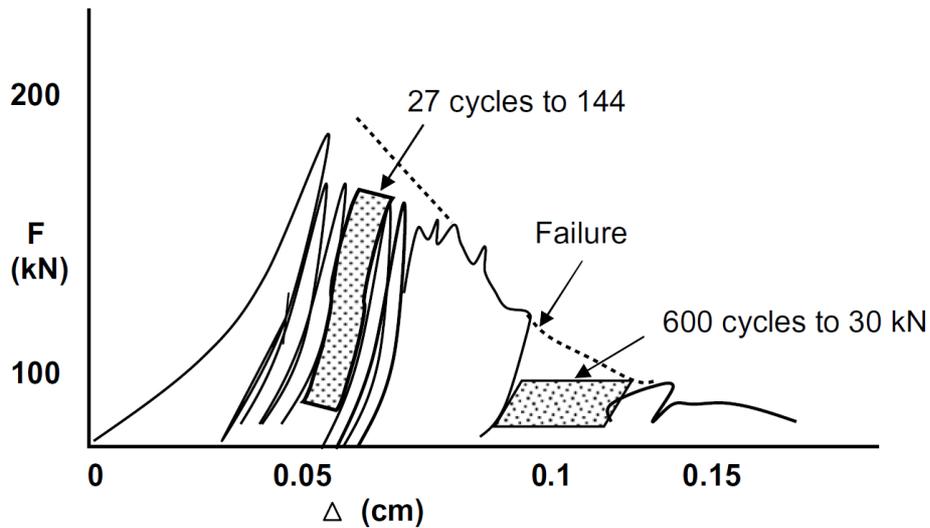


Figure 27 : Chargement monotone et cyclique d'un échantillon simulant des joints rocheux, courbe force-déplacement, après la rupture, la force diminue et le déplacement augmente. La forme de la courbe (s) montre un endommagement très important (Brown and Hudson, 1974 modifié par Ramulu et al., 2009).

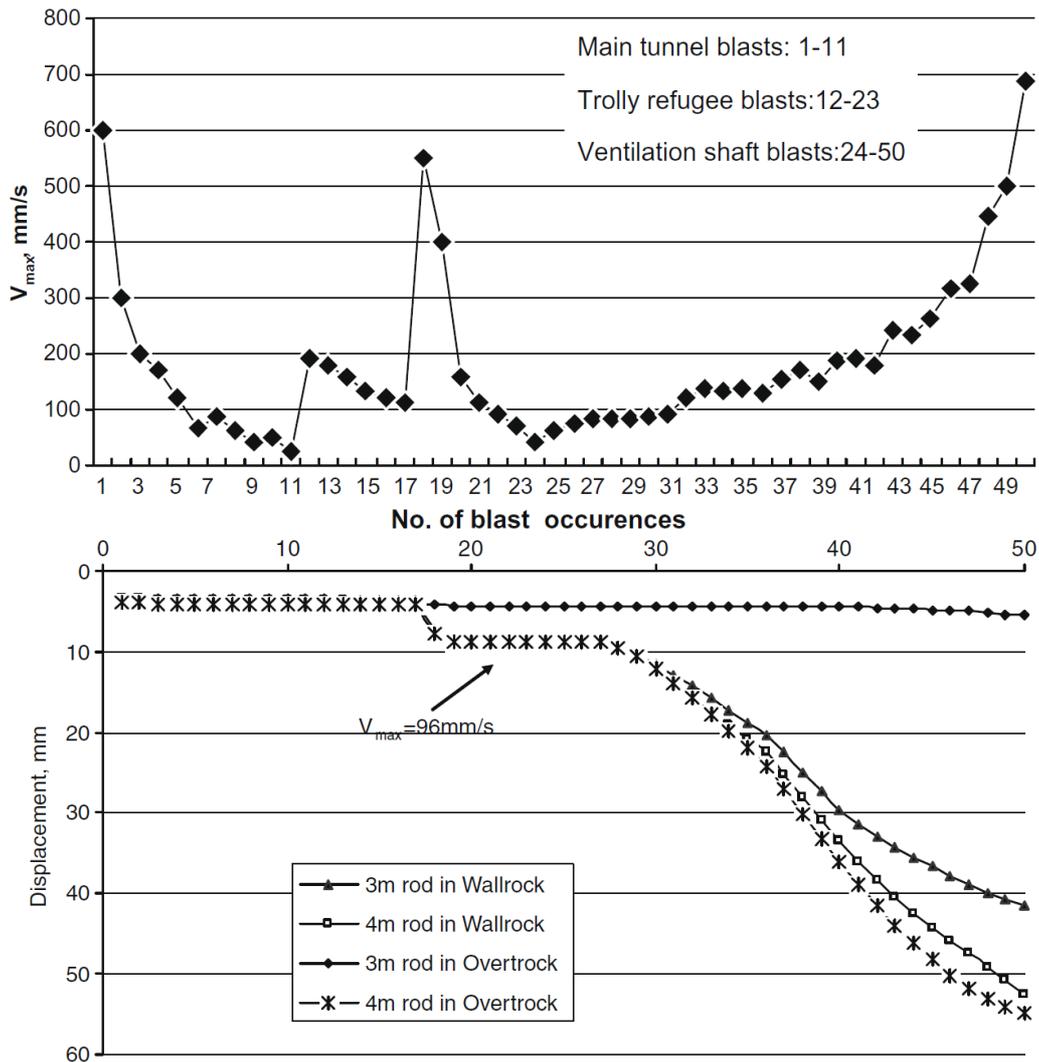


Figure 28 : Corrélation entre amplitude des explosions et déplacement du toit d'une galerie creusée dans des basaltes (Ramulu et al., 2009).

4.4 LIQUEFACTION DES SOLS

La liquéfaction est un phénomène associé à l'augmentation de la pression de pores et la réduction des contraintes effectives dans un sol saturé et peu cohérent. Ce phénomène est prépondérant dans les sables ou encore dans les remblais. Hashash et al., (2001) donnent les conséquences principales de la liquéfaction d'un sol avec :

- a. l'augmentation de la pression latérale appliquée sur l'ouvrage ;
- b. la perte de résistance latérale du matériau encaissant ;
- c. la flottabilité de l'ouvrage dans le sol liquéfié ;
- d. des déplacements latéraux importants ;
- e. le scellement permanent des nouvelles déformations, ruptures en tension et compression une fois le phénomène de liquéfaction disparu ; c'est-à-dire après dissipation de la pression de pores et de la consolidation du sol.

Ces différents phénomènes sont illustrés sur la Figure 29 avec la simulation numérique d'un tunnel soumis à des ondes de cisaillement et la validation des modèles sur banc d'essai par Towhata (2008). La présence d'exploitation souterraine dans ce type de sols est cependant très rare. Il s'agirait plutôt d'ouvrages d'accès à des carrières qui traversent souvent des terrains de faible cohésion soit pour des galeries horizontales à flanc de coteau avec un risque de glissement de terrain, soit des puits verticaux avec un risque de cisaillement.

Pour un sol non saturé peu cohérent, les vibrations peuvent aussi avoir un impact sur l'évolution des fontis. Il n'y a pas d'étude sur ce sujet dans la littérature, mais il est probable que la liquéfaction des sols de couverture accélère l'écoulement des terrains de couverture dans les cavités souterraines.

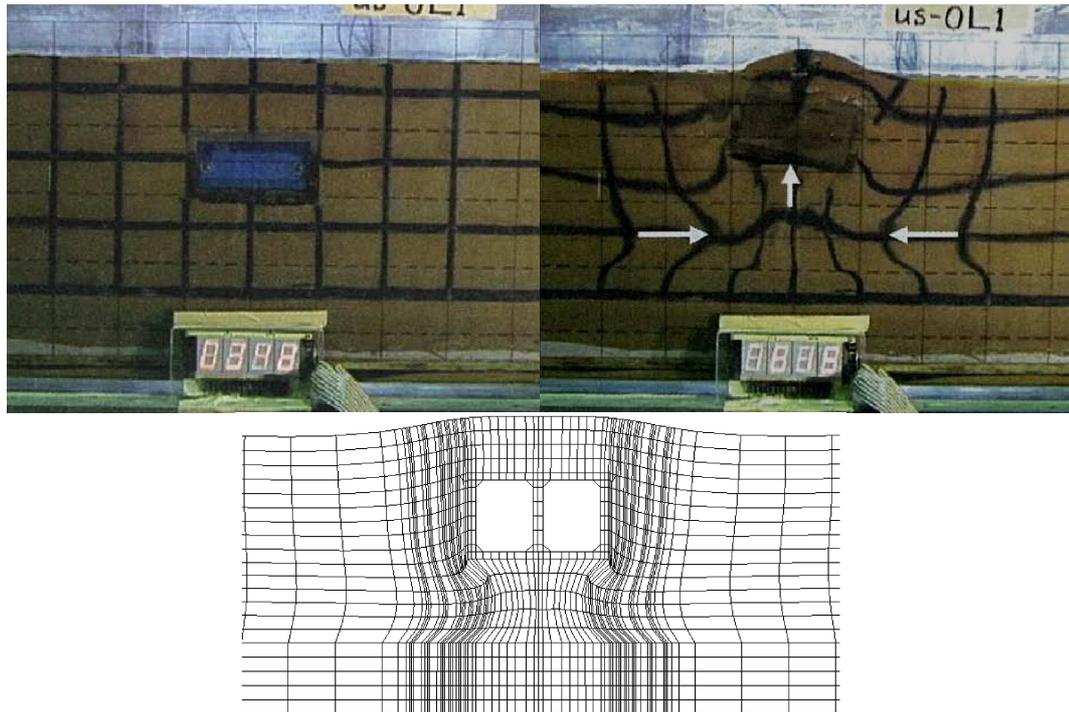


Figure 29 : Expérimentation en laboratoire (haut) et modélisation numérique de la liquéfaction d'un sol autour d'une galerie (Towhata, 2008).

4.5 GLISSEMENT DE TERRAIN ET DEPLACEMENT DE FAILLE

Les vibrations peuvent aussi activer ou remobiliser des mouvements de terrains connexes aux exploitations souterraines. Les séismes par exemple peuvent réactiver des failles traversant les ouvrages souterrains ou engendrer des glissements de terrains en tête de galerie d'accès en cavage (Figure 30).

Dans les carrières souterraines, l'exploitation est souvent délimitée par les zones de faille où le gisement est de moins bonne qualité. Les failles traversent donc plus souvent des galeries isolées qui servent d'accès ou de jonctions entre travaux. Dans ce cas, la déstabilisation des cavités est plus liée à la nature de la faille qu'à la nature des ondes déclenchant le mouvement. De même pour les glissements de terrain, la rupture pourra être déclenchée par des vibrations, mais c'est le mécanisme de glissement du versant rocheux qui sera prépondérant.

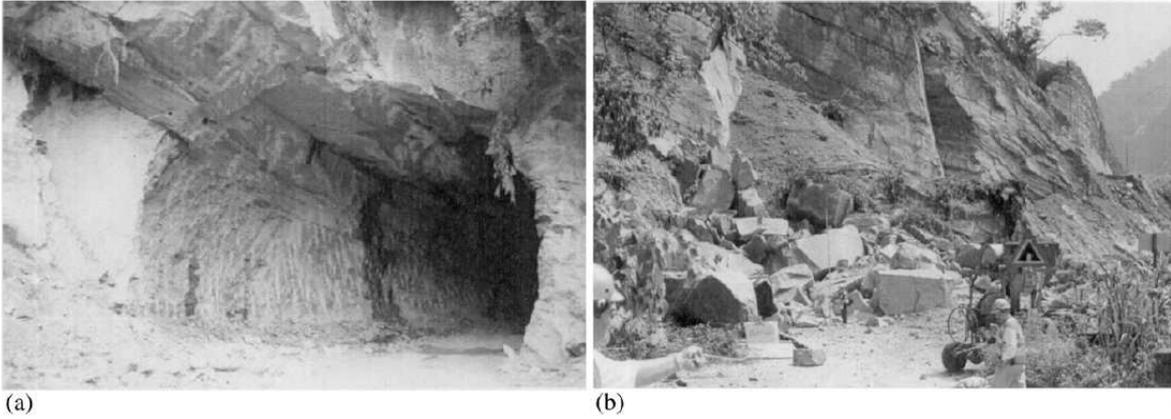


Figure 30 : Ruptures de pente à l'endroit d'un tunnel durant le séisme de Chi-Chi de 1999 (Taiwan) a) tunnel de Chi-Shue avant le séisme et b) après effondrement (Wang et al., 2001).

5. ACTIONS PREVENTIVES ET PRECONISATIONS

Face à ces différentes instabilités dues aux vibrations d'origine naturelle ou anthropique, les opérateurs de travaux souterrains ont opté pour un panel de mesures. Elles peuvent agir sur la source (bien sûr uniquement lorsque celle-ci est d'origine anthropique) ou sur la conception des ouvrages souterrains eux-mêmes.

5.1 ACTIONS SUR LA SOURCE

Les premières mesures pour limiter l'endommagement dû aux vibrations sont donc de réduire l'amplitude des vibrations sur l'ouvrage souterrain. Dans le génie civil de surface, ces seuils sont déterminés par de nombreux facteurs liés à la structure des bâtiments et font l'objet de la Norme internationale ISO 4866 : 2010. Ils dépendent essentiellement des matériaux utilisés et de l'élancement du bâtiment et de la fréquence des ondes (Figure 31). Pour les ouvrages souterrains, le contexte normatif est moins bien encadré et le nombre d'études est plus restreint. La dernière étude publiée par Singh, (2002) donne des valeurs seuils en fonction du coefficient RMR de la roche entre **50 et 120 mm/s** (Tableau 6 et Figure 32). Ces valeurs seuils ne tiennent compte que de sources uniques. Ramulu et al. (2009) ont montré récemment que pour des sources répétées, il fallait abaisser ce seuil de 80%, ce qui correspond à **10 et 24 mm/s**.

Pour respecter ces seuils, il faut donc, soit faire en sorte de diminuer la source, par exemple une charge explosive, soit augmenter la distance entre la source et l'ouvrage souterrain sollicité. Shin et al., (2011) ont proposé un périmètre de protection autour d'un tunnel de section circulaire pendant le fonçage à l'explosif d'un tunnel parallèle (Figure 33). Cette zone de protection est elliptique, elle dépend du diamètre de la galerie à protéger et doit être adaptée à la charge explosive utilisée. Le même type de périmètre pourrait être adapté aussi bien pour d'autres types de sources sismiques (engins, trafic routier...).

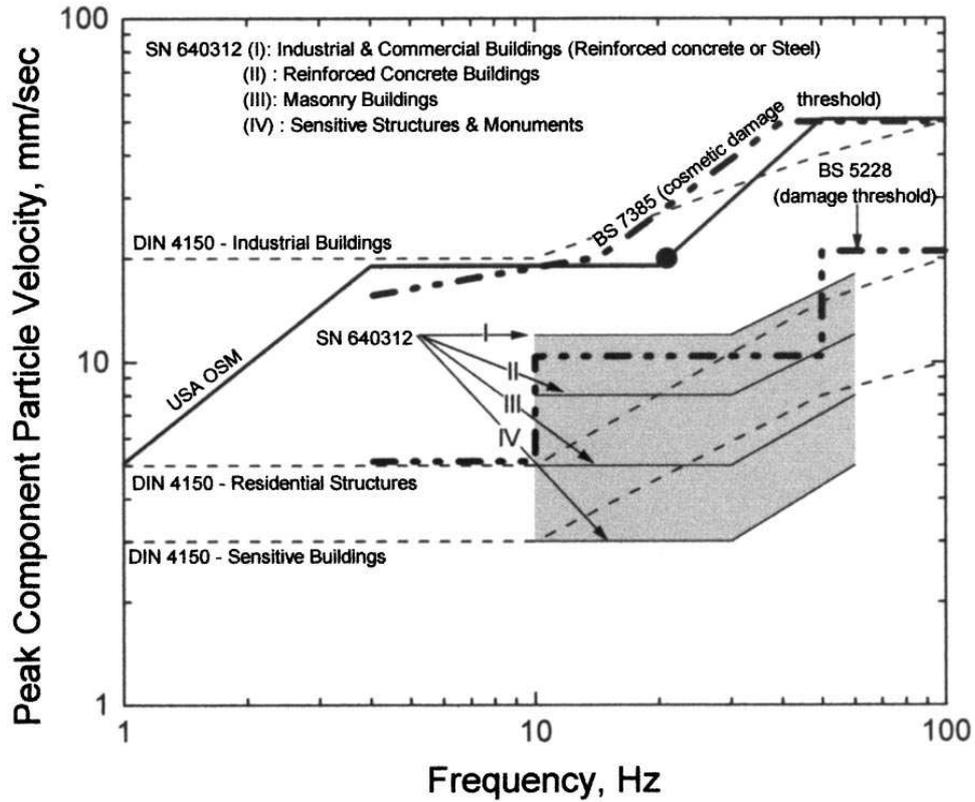


Figure 31 : Comparaison de différents seuils d'endommagement de structure (normes USA-Allemagne), suivant le type d'ouvrage (I : bâtiment industriel et commercial, II : bâtiment renforcé, III : bâtiment maçonné et IV : structure sensible ou monument), les seuils de la norme SN 640312 vont de 2 mm/s à 20 mm/s.

Tableau 6 : Valeurs seuils des vitesse particulière PPV pour la sécurité des travaux souterrains en fonction de la qualité de la roche RMR (Singh, 2002).

RMR du toit rocheux	Valeurs seuils du PPV (mm/s)
20-30	50
30-40	50-70
40-50	70-100
50-60	100-120
60-80	120

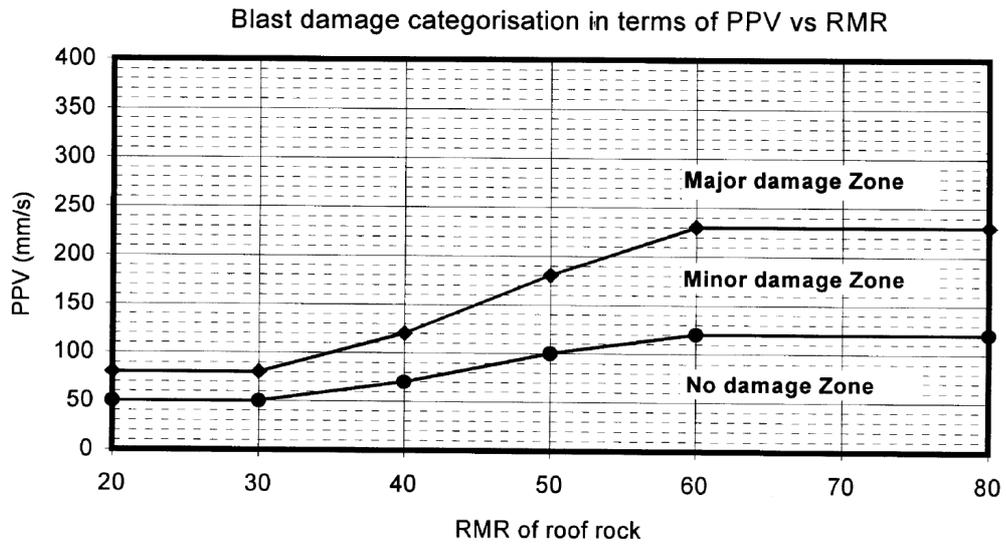


Figure 32 : Niveau d'endommagement en fonction du PPV et du RMR (Singh, 2002).

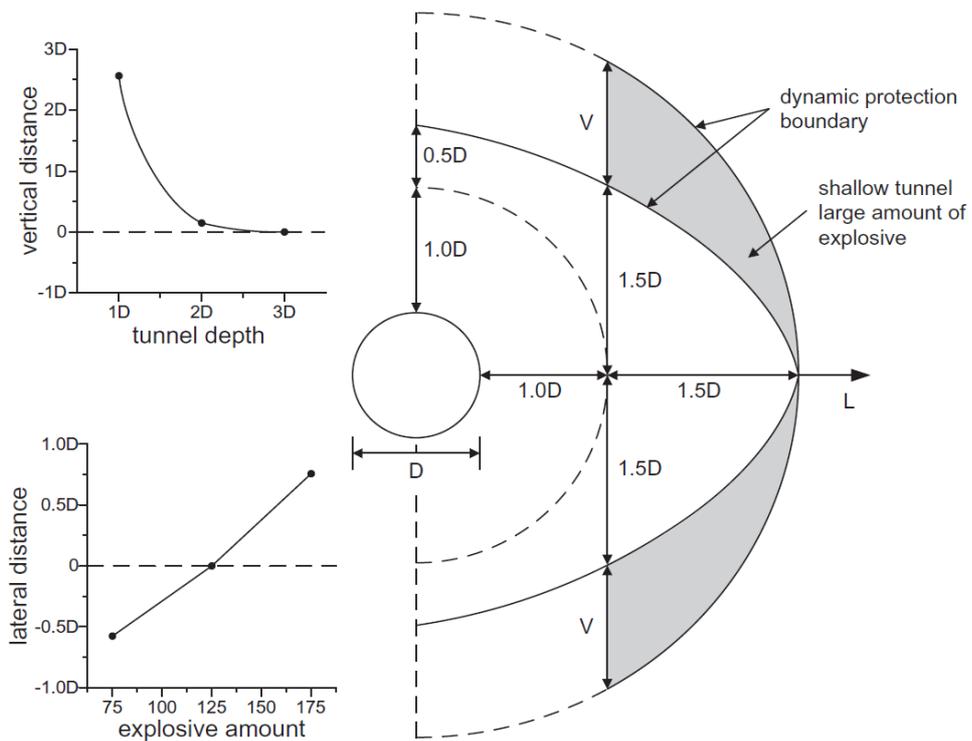


Figure 33 : Zones de protection d'une galerie contre les vibrations d'explosions proposées par (Shin et al., 2011).

5.2 CONCEPTION DES CAVITES SOUTERRAINES

Pour les séismes notamment où le niveau des sollicitations dépasse a priori les seuils d'endommagement des ouvrages souterrains, la seule mesure préventive est d'adapter la conception de l'ouvrage. La construction souterraine est déjà une mesure de conception parasismique, en effet comme cela a été montré précédemment (Tableau 1), au-delà de 30 m de profondeur, hors effet de site, l'amplitude du mouvement de terrain est déjà réduite de 30%. La localisation de la ressource imposant la profondeur de l'exploitation, cette mesure ne peut guère être mise en pratique que pour les galeries d'accès dont la profondeur peut être adaptée.

Certaines mesures parasismiques sont les mêmes que celles qui sont privilégiées pour une stabilité avec les sollicitations purement statiques, à savoir :

- une configuration d'exploitation pour que le chargement des cavités soit symétrique afin de minimiser le déviateur de contraintes principales responsable de l'endommagement, d'une manière générale tout renforcement pour supporter le champ de contrainte statique va dans le sens d'une meilleure résistance aux sollicitations dynamiques des vibrations ;
- un renforcement des zones des têtes de galerie (dans le flanc des reliefs) avec un revêtement en béton armé et autre confortement adapté (injection de béton ou tirants par exemple).

La taille des galeries peut aussi être adaptée à la fréquence dominante des sollicitations sachant que la configuration la plus défavorable est une galerie avec un diamètre de 1 à 4 fois plus petit que celui de la longueur de l'onde. La taille des travaux souterrains peut donc être conçue en fonction de la longueur d'onde attendue. Il faut aussi privilégier d'après Aydan et al. (2009) le renforcement ou le surdimensionnement du toit dans les galeries proches de la surface et la tenue des piliers pour les exploitations profondes.

Il existe aussi des dispositions constructives parasismiques conçues principalement pour les ouvrages avec revêtement. Ces dispositions peuvent être mises en œuvre sur quelques ouvrages spécifiques d'une carrière mais en aucun cas dans les zones d'extraction du minerai. Il s'agit notamment de :

- l'utilisation de joints pour s'adapter au mouvement sismique ;
- l'adaptation de la raideur du revêtement pour suivre la déformabilité et la ductilité du massif par l'utilisation de rotules ;
- un élargissement du débouché au droit des failles traversant les ouvrages (Figure 34), le sur-gabarit tient compte du déplacement attendu ;
- l'ancrage d'une galerie dans une zone de liquéfaction du sol.

L'approche d'Aydan peut être employée pour dimensionner les carrières, il est alors possible d'adapter le taux de défrètement, la profondeur de la carrière et la hauteur d'exploitation en fonction des sollicitations sismiques attendues.

Enfin, une bonne connaissance de la source des vibrations comme des tirs de mines par exemple permet de dimensionner des écrans pour protéger les ouvrages. Klein et al. (1997) propose par exemple des fosses ou des tranchées creusées à proximité de la source. La tranchée doit cependant, pour être efficace, avoir une profondeur d'au moins 0,7 fois la longueur d'onde dominante de la source. Il est aussi envisageable dans les exploitations souterraines de protéger les ouvrages stratégiques par d'autres ouvrages périphériques bien dimensionnés qui feraient office d'écrans.

Dans le cas de carrières abandonnées, les solutions de mise en sécurité face au risque sismique pourront être les mêmes que celles qui sont préconisées dans le guide méthodologique de l'INERIS, Pinon et al., (2016) dont les principales méthodes sont synthétisées sur la Figure 35.

Ces mesures peuvent être examinées dans le cas d'un dossier d'ouverture de nouvelles cavités souterraines d'installations classées qui relève depuis 1994 de la réglementation ICPE (Installation Classées pour la Protection de l'Environnement) et de l'arrêté du 4 octobre pour les sites SEVESO et à risque spécial (Willot et Cande, 2017). Ces dossiers d'autorisation doivent comporter une étude de dangers définissant les impacts sur l'ouvrage et les mesures prévues vis-à-vis des phénomènes naturels dont les séismes et autres sollicitations sismiques.

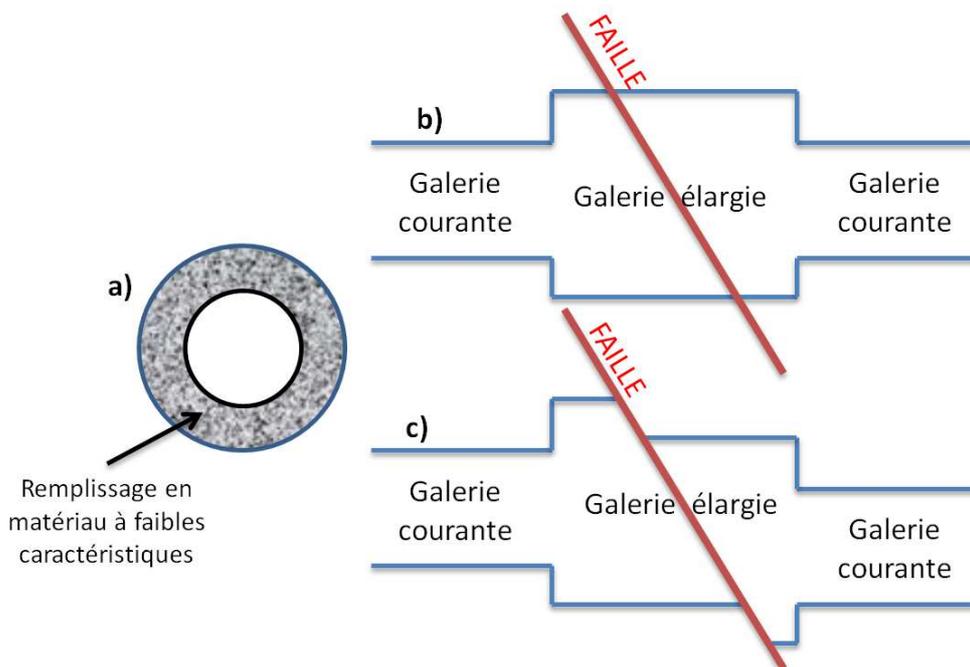


Figure 34 : Principe de protection d'une zone faillée par une galerie élargie : a) coupe transversale, coupe longitudinale b) avant séisme, c) après séisme (d'après Wojtkowiak et al., 2001).

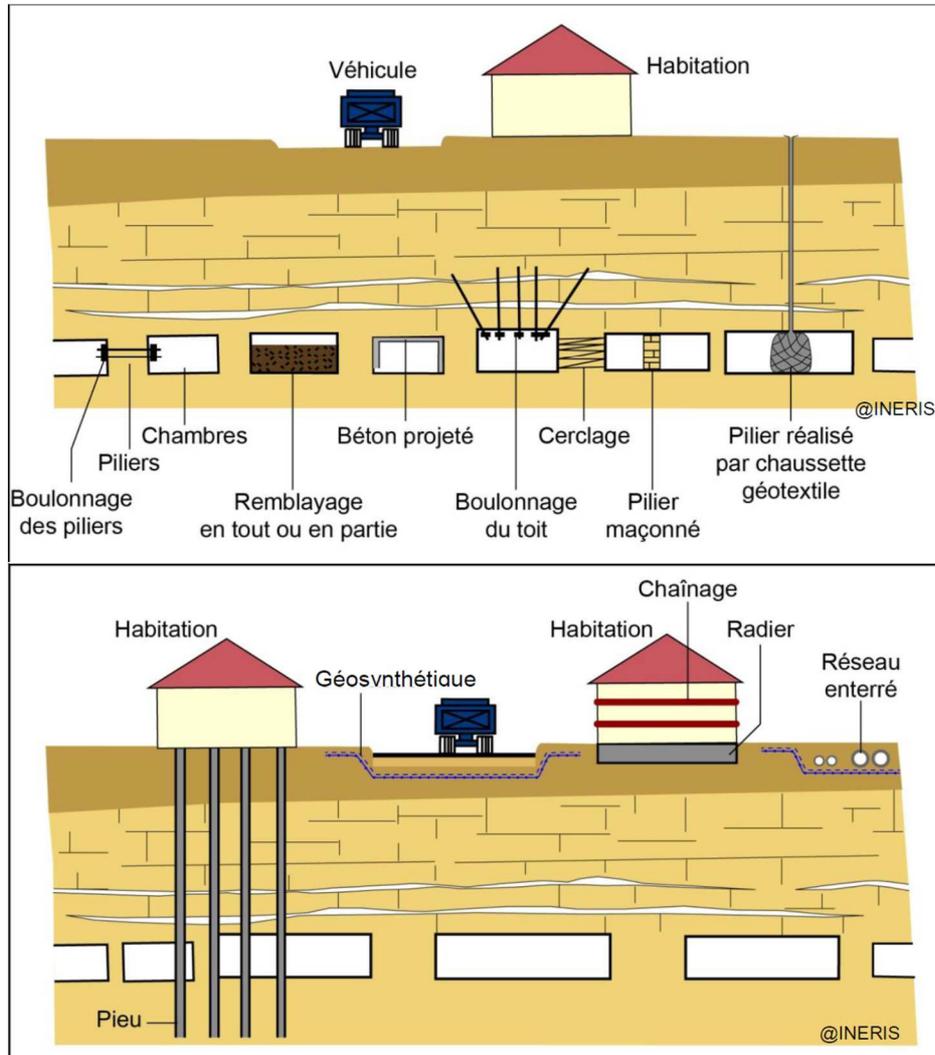


Figure 35 : Synthèse de méthodes directes et indirectes de mise en sécurité des cavités souterraines peu profondes (Guide traitement INERIS, Pinon et al., 2016).

5.3 EVALUATION DE L'ALEA SUR DES CAVITES EXISTANTES

L'aléa des vibrations sur la stabilité des cavités souterraines est généralement complémentaire des études d'aléas classiques qui se concentrent soit sur l'aléa sismique, soit sur l'aléa effondrement de cavités. Il s'agira donc principalement de caractériser :

1. les sources sismiques ;
2. les fonctions d'atténuation ou d'amplification des ondes ;
3. l'état de la cavité souterraine ;
4. les mécanismes dynamiques potentiels d'endommagement des ouvrages ou du massif ;

Les deux premières étapes sont évidemment plus simples pour les sources sismiques anthropiques dont les caractéristiques sont plus facilement mesurables. Les sources peuvent être reproduites avec un dispositif instrumental provisoire adapté au contexte. Pour les tirs de mines, le contrôle et la caractérisation de la source pourront s'appuyer sur le guide pratique du minage (2014). Pour les séismes naturels ou déclenchés, la caractérisation des sources potentielles demande des études plus poussées avec une instrumentation plus globale et plus longue. Elle repose généralement sur des réseaux de surveillance régionaux ou nationaux. La particularité des cavités nécessite cependant d'avoir un dispositif en surface et aussi en profondeur pour caractériser toutes les composantes de l'atténuation et éventuellement de l'amplification (Figure 36).

Une fois que les sollicitations sismiques sur site sont identifiées et qu'il est estimé qu'elles peuvent induire un effet mécanique significatif, il faut alors étudier l'état de la cavité ou de l'ouvrage souterrain, ce qui est bien souvent l'étape la plus complexe. Elle est décrite en détail pour les carrières souterraines abandonnées dans les guides méthodologiques : diagnostic de stabilité des carrières souterraines abandonnées (2014) et surveillance des cavités (Bennani et al., 2016). Cette étude requiert un maximum de données géologiques, géotechniques et hydrogéologiques avec des reconnaissances et investigations d'experts sur le terrain.

La dernière étape consiste à déterminer si les sollicitations dynamiques estimées sont suffisantes pour endommager ou déstabiliser la cavité compte tenu de son état. Le cas le plus simple est par exemple de savoir si le chargement dynamique direct est supérieur ou égal à la marge prise sur le coefficient de sécurité prise pour une cavité avec uniquement le poids des terrains et autres contraintes statiques. Elle peut aussi s'appuyer sur la limite réglementaire de 10 mm/s pour les tirs de mines ou une modélisation numérique fine dans le cas où la sensibilité des cavités aux vibrations est très importante, notamment celles qui présentent d'avance des signes de désordre.

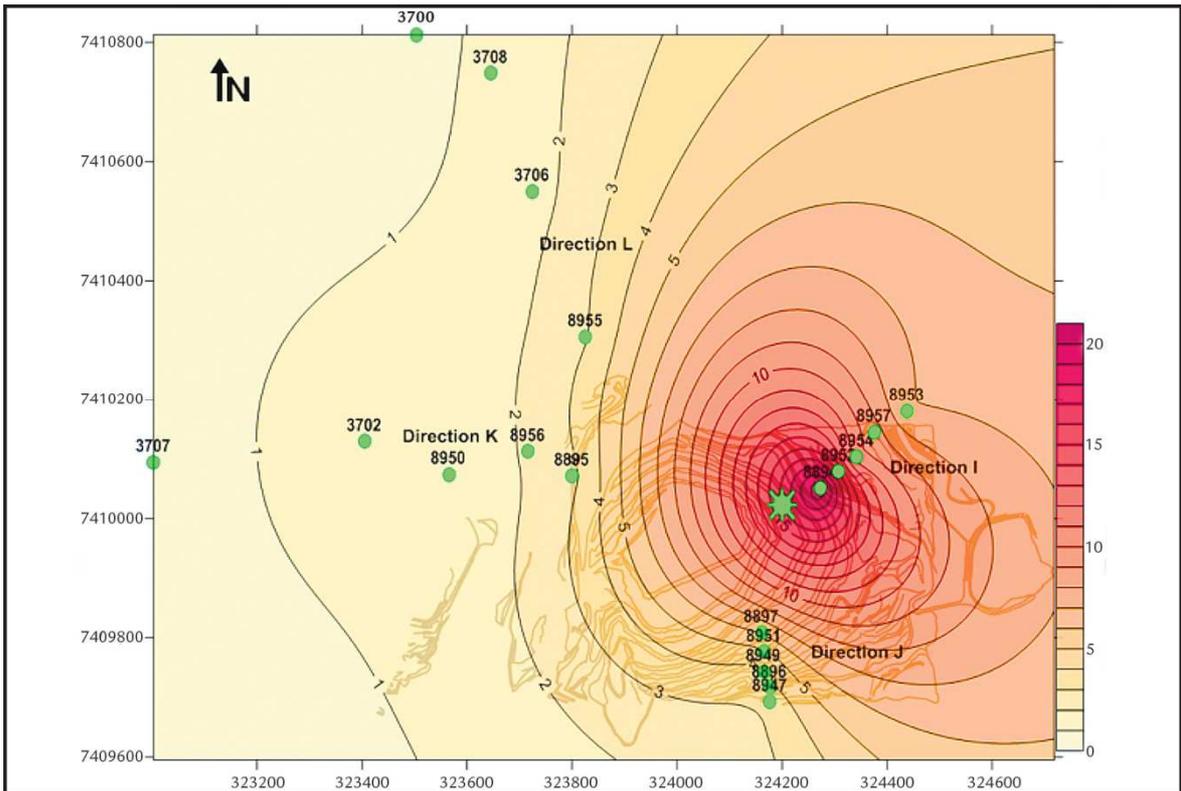


Figure 36 : Exemple de cartographie en plan des vibrations émises par l'exploitation à l'explosif d'une carrière à ciel ouvert au Brésil (Canedo et al., 2015).

6. CONCLUSION

Dans le cadre de cette étude, nous avons analysé différentes sources sismiques susceptibles d'impacter la stabilité des ouvrages souterrains à faible profondeur : les séismes, les tirs, les machines de creusement, le trafic.

L'impact des vibrations, dû à des séismes est significatif pour les pays sismiques comme le Japon, l'Italie ou la Corée. Plusieurs cas d'effondrements d'exploitations souterraines à la suite de séismes ont été relevés dans ces pays. La France a connu par le passé des séismes de forte ampleur (Lambesc $M_w=6,2$) à proximité duquel le nombre de carrières est élevé. La concomitance entre l'aléa sismique et l'aléa cavité montre que ce risque spécifique peut aussi être envisagé en France métropolitaine même s'il reste restreint à quelques zones.

Les seules autres sources sismiques qui peuvent rivaliser avec les séismes, en termes d'amplitude, sont les sources explosives, à proximité desquelles la vitesse particulière maximale peut atteindre les valeurs critiques de stabilité des carrières souterraines. La roche peut être endommagée directement par les vibrations lorsque leur niveau est extrême bien qu'il ne soit atteint qu'à quelques mètres au maximum des tirs à l'explosif.

Les principales instabilités dues aux vibrations qui peuvent être rencontrées en France sont donc plutôt liées à une dégradation des discontinuités rocheuses qui conduisent éventuellement aux chutes de blocs ou des effondrements localisés. Dans ce cas, les niveaux de vibrations ne doivent pas être nécessairement importants, des ondes répétées avec une vitesse particulière de l'ordre de 10 mm/s à 50 mm/s, en particulier avec des longueurs d'onde du même ordre que la taille des ouvrages, peuvent induire à terme des instabilités dans des encaissements rocheux de mauvaise qualité (Figure 37). Ces niveaux peuvent être atteints à moins de 200 m d'explosions (typiquement avec des charges unitaires de 100 kg de TNT) et à quelques mètres de distance de machines de type brise roche.

Les vibrations peuvent aussi se comporter comme déclencheur ou catalyseur de phénomènes instables. Elles peuvent précipiter l'effondrement d'une carrière d'un équilibre précaire. Elles peuvent aussi faciliter l'écoulement des matériaux lors des phénomènes de fontis.

Des actions préventives et préconisations sont proposées pour limiter l'impact des vibrations comme par exemple la diminution de la charge explosive utilisée, l'adaptation de la chronologie des tirs (délais) ou le renforcement de piliers pour les cavités existantes. Pour les carrières nouvelles, il est recommandé d'adapter le taux de défrètement au chargement dynamique en plus du chargement statique et de rendre la géométrie de l'exploitation la plus symétrique possible dans les directions les plus favorables aux sollicitations. Cette étude montre cependant la nécessité de travaux supplémentaires notamment dans la prise en compte de la fatigue des massifs et ouvrages souterrains soumis à des vibrations récurrentes.

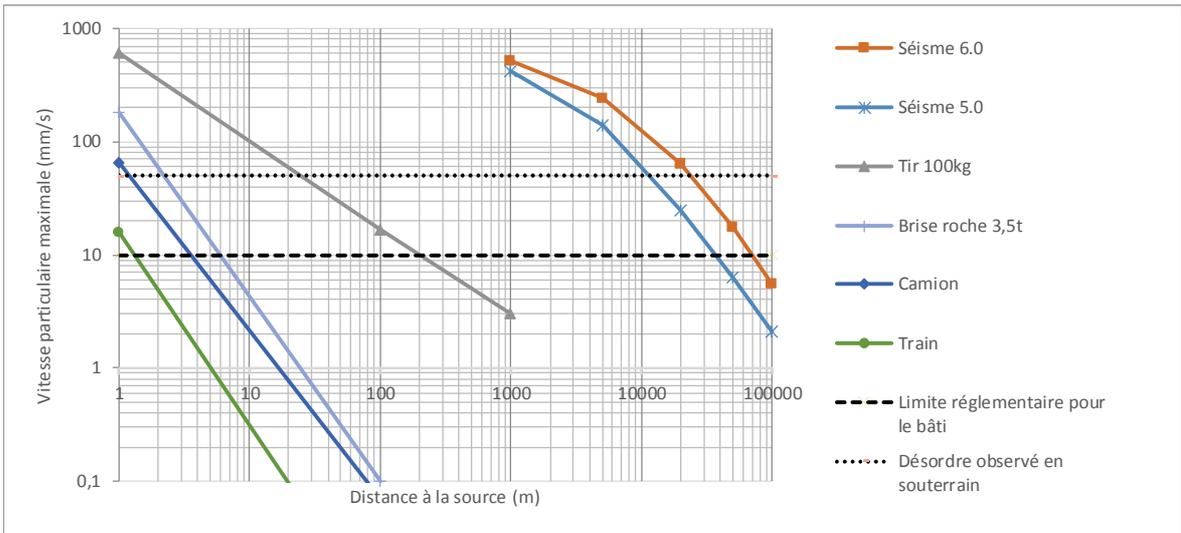


Figure 37 : Synthèse et ordre de grandeur des principales sollicitations sismiques en fonction de la distance à la source par rapport au seuil réglementaire du bâti de surface et de l'apparition de l'endommagement en souterrain.

7. RÉFÉRENCES

Aki K., Richards, P., 2002, Quantitative Seismology, University Science Books, U.S., 700p.

Athanasopoulos G.A., Pelekis P.C., 2000, Ground vibrations from sheetpile driving in urban environment: measurements, analysis and effects on buildings and occupants Soil Dynamics and Earthquake Engineering 19 371±387.

Attewell, PB, Selby AR, O'Donnell L., 1992, Estimation of ground vibration from driven piling based on statistical analyses of recorded data. Geotechnical and Geological Engineering; 10:41±59.

Aydan, A., Ohta O., Genis M., 2010, Response and Stability of Underground Structures in Rock Mass during Earthquakes, Rock Mech Rock Eng 43:857–875.

Aydan, O., Kawamoto T., 2004, The damage to abandoned lignite mines caused by the 2003 Miyagi-Hokubu earthquake and some considerations on its causes. Third Asian rock mechanics symposium, Kyoto, 525–530.

Aydan O., Kumsar H., Toprak S., Barla G., 2009, Characteristics of 2009 l'Aquila earthquake with an emphasis on earthquake prediction and geotechnical damage. J Mar Sci Technol 9(3):23–51.

Bard, P.Y., Bouchon M., 1985, The two-dimensional resonance of sediment filled valleys, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75, pp.519-541.

Bennani, M., Bouffier, C., Franck, C., 2016, Guide de surveillance des cavités souterraines d'origine anthropique, rapport d'étude INERIS DRS-16-156834-00810B.

Bieniawski, Z. T., 1989, Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Wiley-Interscience. pp. 40–47. ISBN 0-471-60172-1.

Bigarré, P., 2000, Etude prévisionnelles d'impact de vibrations sismiques dues aux tirs de carriers. Rapport INERIS-DRS-00-21276/RN04.

Brady, B.H., 1990, Dynamic performance and design of underground excavations in jointed rock. In: Brummer (Ed.), Static and Dynamic Considerations of Rock Engineering. Balkema, Rotterdam, pp. 1–10.

Brown, E.T., Hudson, J.A., 1974, Fatigue failure characteristics of some models of jointed rock. Earthquake Eng. Struct. Dynam. 2, 379–386.

Canedo G., R., Médiçi de Eston, S., Iramina W., S., Schrage M., W., 2015, Iso-velocity maps. A vibration control tool in quarries, Rev. Esc. Minas vol.68 no.3.

Centre d'Études des Tunnels (CETU), 1998, dossier pilote des tunnels, génie civil, section 4, procédés de creusement et de soutènement, I.S.B.N. 2-11-084743-3.

Clough, G-W, Chameau, J-L., 1980, Measured effects of vibratory sheet pile driving. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE; 106(10):1081±99.

Contrucci, 2017, Etat des connaissances concernant les aléas et les risques liés à la sismicité anthropique, rapport d'étude INERIS DRS-17-149681-07390A.

Dowding, CH., 1996, Construction vibrations. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.

Eurocode 8, 2005, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, ISSN 0335-3931.

Gilli, É., 2005, Review on the use of natural cave speleothems as palaeoseismic or neotectonics indicators. *Comptes Rendus Geoscience*, 337(13), 1208–1215. <http://doi.org/10.1016/j.crte.2005.05.008>.

Guide méthodologique, Le diagnostic de stabilité des carrières souterraines abandonnées, Septembre 2014, édition Ifsttar, ISBN 978-2-7208-2617-7.

Guide pratique du minage, Février 2014, mines et carrières n°2011.

Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao, J.I., 2001, Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16, 247–293.

He, W., Chen, J., Guo, J., 2011, Dynamic analysis of subway station subjected to internal blast loading, *J. Cent. South Univ. Technol.* 18: 917–924.

Hwang, H., Lin, C.K., Yeh, Y.T., Cheng, S.N., Chen, K.C., 2004, Attenuation relations of Arias intensity based on the Chi-Chi Taiwan earthquake data, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 24, Issue 7, Pages 509-517.

Kim, D-S, Lee J-S., 1998, Source and attenuation characteristics of various ground vibrations. In: Dakoulas P, Yegian M, Holtz B, editors. *Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics III*. ASCE. Geotechnical Special Publication No. 75, 2:1507±17.

Klein R., Antes H. & Le Houédec D. (1997): Efficient 3D modelling of vibration isolation by open trenches. *Comput. Struct*; Vol. 64 (1-4): pp. 809-825.

Kramer, S., L., 1995, *Geotechnical Earthquake Engineering*, Edition Pearson 653p

Kurose, A., 2000, Effets des séismes sur les ouvrages souterrains, thèse de doctorat de l'École Polytechnique-France.

Lin, P.S., Lee C.T., Cheng C.T., Sung C.H., 2011, Response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes in Taiwan, *Engineering Geology* 121 150–164.

Linehan PW, Longinow A, Dowding CH., 1992, Pipe response to pile driving and adjacent excavation. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE; 118(2):300±16.

Lombaert, G., Degrande G., 2003, The experimental validation of a numerical model for the prediction of the vibrations in the free field produced by road traffic, *Journal of Sound and Vibration* 262 309–331.

Marcus, J. J., 1997, *Mining Environmental Handbook: Effects of Mining on the Environment and American Environmental Controls on Mining*.

Milan, Z., 1996, Construire parasismique : risque sismique, conception parasismique des bâtiments Réglementation, Editions Parenthèses, ISBN 2-86364-054-2.

Owen, G.N., Scholl, R.E., 1981, Earthquake engineering of large underground structures. Report no. FHWA_RD-80_195. Federal Highway Administration and National Science Foundation.

- Persson, P.A., 1997, The relationship between strain energy, rock damage, fragmentation, and throw in rock blasting. *Int J Blast Fragmentation* 1:99–110.
- Picoux, B. et Le Houedec D., 2005, Diagnosis and prediction of vibration from railway trains, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 905–921.
- Pinon, C. Degas, M., 2016, Guide sur les solutions de mise en sécurité des cavités souterraines abandonnées d'origine anthropique, rapport INERIS DRS-15-149564-02401B.
- Power, M.S., Rosidi, D., Kaneshiro, J., 1996, Vol. III Strawman: screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. Report Draft. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- Ramulu, M., Chakraborty A.K., Sitharam T.G., 2009, Damage assessment of basaltic rock mass due to repeated blasting in a railway tunnelling project – A case study, *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 208–221.
- Renaud, V., et Verdel, T., 2001, Etude d'impact de l'extension de carrières souterraines sur les anciens travaux souterrains, DRS-01-27425/RN01.
- Renaud, V., Baland, C., 2017, Modélisation numérique de la réponse sismologique d'une colonne de terrain, rapport INERIS DRS- 17-149928-05756A.
- Richart, F. E., Hall, J. R., Woods, R. D., 1970, *Vibrations of soils and foundations*, livre.
- Saint John, Zahrah, 1987, Aseismic design of underground structures, *Tunneling and Underground Space Technology*, 2 (2).
- Semblat, J-F, Dangla, P., 2005, Modélisation de la propagation d'ondes et de l'interaction sol-structure : approches par éléments finis et éléments de frontière, bulletin des laboratoires des ponts et chaussées - 256-257, juillet-août- réf. 4549 - pp. 163-178.
- Semblat, J.-F., Lenti, L., Jacqueline, D., Leblond, J.-J., Grasso, E., 2011, Vibrations induites dans les sols par le trafic ferroviaire : expérimentations, modélisations et isolation, *Revue Française de Géotechnique*, 134-135, pp.23-36.
- Siskind DE. Blast vibration damage to underground mines and unlined tunnels—a survey and summary review. DESA consultants, DR-36, 1997. p. 1–10.
- Shin J.-H. Moon H.G., Chae, S.E. 2011, Effect of blast-induced vibration on existing tunnels in soft rocks, *Tunnelling and Underground Space Technology* 26 51–61.
- Singh PK., 2002, Blast vibration damage to underground coal mines from adjacent open-pit blasting. *Int J Rock Mech Min Sci* 39(8):959–73.
- Towhata I., 2008, *Geotechnical Earthquake Engineering*, Springer, 677p.
- Vibrations et chocs mécaniques, *Vibration des structures fixes, Lignes directrices pour le mesurage des vibrations et l'évaluation des leurs effets sur les structures*, Norme internationale ISO 4866 :210.
- Villaescusa, E., Onederra, I., Scott, C., 2004, Blast induced damage and dynamic behaviour of hangingwalls in bench stoping. *Fragblast* 8 (1), 23–40.

Waltham, T., Park, H.D., Suh, J., Yu, M.H., Kwon, H.H., Bang, K.M., 2011, Collapses of old mines in Korea, In *Engineering Geology*, Volume 118, Issues 1–2, Pages 29-36.

Wang, J.-N., 1993, *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach*, Monograph, monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York.

Wang WL, Wang TT, Su JJ, Lin CH, Seng CR, Huang TH, 2001, Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake. *Tunnel Undergr. Space Technol.* 16 :133–150.

Wei, X.Y., Zhao Z.Y., Gua, J., 2009, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 46 1206–1213.

Willot, A. et Cande, R., 2017, Programme EAT-DRA-04, Propositions pour la simplification du diagnostic de la justification de tenue des équipements industriels à l'aléa sismique, prévu par l'arrêté du 4 octobre 2010 modifié, Rapport d'étude N° DRA-17-164401-06081D.

Whittaker BN, Reddish DJ, 1989, *Subsidence: occurrence, prediction and control.* Dev Geotech Eng, 56, Elsevier, 528 p.

Wojtkowiak, F. et al, 2001, *Conception et protection parasismiques des ouvrages souterrains*, Guide AFPS/AFTES.

Woods RD., 1997, *Dynamic effects of pile installations on adjacent structures*, NCHRP 253. Washington, D.C.: National Academy Press, 86 pp., Transportation Research Board.

8. LISTE DES ANNEXES

Repère	Désignation	Nombre de pages
Annexe 1	Liste des ouvrages souterrains dégradés par des séismes suivant leur magnitude (Aydan et al., 2010)	2 A4
Annexe 2	Arrêté du 22/09/94 - Circulaire du 02/07/96	3 A4
Annexe 3	Zonage sismique de la France	1 A4 -1 A3
Annexe 4	Zonage cavités de la France (BRGM)	1 A4 - 1 A3

ANNEXE 1

Liste des ouvrages souterrains dégradés par des séismes

Earthquake	Year	Mw	Extent of damage and comments
Meiwa (Japan)	1771	7.4	Natural caves in Ishigaki and Miyakojima Islands were damaged and some roof collapses occurred
San Francisco (USA)	1906	7.9	Wright tunnels damaged by relative offset displacement is 170–180 cm; tunnels abandoned
Great Kanto (Japan) (JCSE 1923)	1923	7.9	As much as 93 tunnels were affected and 25 had to be repaired. Tunnel damage was heavy on the hanging wall side of the earthquake fault
North-Izu (Japan)	1930	7.2	The heading of Tanna tunnel under construction was offset by more than 100 cm
Erzincan (Turkey)	1939	7.9	Roadway tunnel adjacent to the slope was heavily damaged and abandoned
Kern (USA)	1952	7.5	Tunnels were damaged by thrust faulting with a maximum offset of 122 cm
Alaska (USA)	1964	9.2	Whittier railway tunnel was damaged
Izu-Oshima (Japan)	1970	7.0	Inatori tunnel was crossed by the secondary fault and portal damage occurred at several tunnels
San Fernando (USA)	1971	6.6	Balboa inlet tunnel was damaged to a 300 m length on both sides of the earthquake fault
Irpinia (Italy)	1980	6.8	Pavoncelli roadway tunnel was damaged at several fault zones along the tunnel
Nagano-seibu (Japan)	1983	6.8	Otaki tunnel was damaged by faulting
Erzincan (Turkey)	1992	6.7	Portal damage at three railway tunnels
Noto-oki (Japan)	1993	6.6	Roof collapse at Kinoura tunnel occurred
Kobe (Japan)	1995	6.9	Out of 107 tunnels, damage was observed in 24 and 12 had be repaired. Some tunnels were crossed by faults. Rokko tunnel had to be repaired at 12 locations where fracture-fault zones were encountered during excavation.
Zirkuh (Iran)	1997	7.2	A total of 250 unlined qanats, an ancient system of underground irrigation canals, and 20 deep wells either collapsed or were heavily damaged
Golbaf (Iran)	1998	6.6	Of 64 qanats, 25 were damaged
Iwate (Japan)	1998	6.1	Outlet tunnel was crossed by a thrust fault with an offset of 10–20 cm and the concrete lining collapsed
Düzce (Turkey)	1999	7.2	Bolu tunnel was damaged near the Asarsuyu portal by faulting and collapses occurred in squeezing rock sections at the Elmalik side due to shaking
Chi-chi (Taiwan)	1999	7.6	Out of 57 tunnels, 49 experienced various degrees of damage. Most of damaged tunnels were on the hanging wall side of the fault and 16% of the tunnels were heavily damaged. Several tunnels were damaged by faulting and some were chopped away due to slope failures
Tottori (Japan)	2000	7.3	Headrace tunnel 200 m below the ground surface was crossed by the fault with an offset of 10–20 cm and the concrete lining was ruptured
Miyagi-Hokubu (Japan)	2003	6.2	There were 29 events of sinkholes due to collapse of shallow room and pillar abandoned lignite mines in Yamato town
Bam (Iran)	2003	6.5	Of 126 qanats and deep wells, 40% either collapsed or suffered heavy damage
Niigata-Chuetsu (Japan)	2004	6.8	Twenty-four railway tunnels were damaged and five of them had to be repaired; ten roadway tunnels were damaged
Kashmir (Pakistan)	2005	7.6	The portal of a roadway tunnel 4 km south of Muzaffarabad collapsed. A railway tunnel in India was also damaged by the earthquake
Nias (Indonesia)	2005	8.6	Partial roof collapses at Tögindrawa caves
Singkarak (Indonesia)	2006	6.4	Cracking of concrete of turbine housing structure. The underground cavern was not damaged
Antofagasta (Chile)	2007	7.7	Galleguillos highway tunnel was damaged
Wenchuan (Tibet-China)	2008	7.9	A total of 110 tunnels were damaged. Jijiuya (226 km from the epicenter) and Longqi tunnels experienced fault offset and concrete linings ruptured and collapsed
L'Aquila (Italy)	2009	6.4	Three karstic caves caused sinkholes on the ground surface

ANNEXE 2

Arrêté du 22/09/94 - Circulaire du 02/07/96

Circulaire n° 96-52 du 2 juillet 1996 relative à l'application de l'arrêté du 22 septembre 1994 relatif aux exploitations de carrières et aux installations de premier traitement des matériaux de carrières

Article 22 de l'arrêté du 22/09/94

1. Les bruits

Dans la mesure où des habitations sont proches et risquent d'être gênées par l'exploitation de la carrière, l'étude d'impact du dossier de demande d'autorisation doit présenter un contrôle du niveau sonore initial.

Elle doit prendre en compte l'ensemble des bruits générés par la carrière et les autres activités qui y sont implantées, et notamment les bruits dus aux avertisseurs de recul et aux tirs de mines. Dans le cas où l'étude d'impact souligne par exemple une nuisance notable subie par les tiers du fait des avertisseurs de recul il convient de mettre en œuvre des solutions des mesures prévenant les nuisances (convoyeurs, écran, aménagement du site, etc.), par exemple, des convoyeurs.

Par ailleurs, afin d'éviter la gêne due aux tirs des mines, il peut être nécessaire, dans certains cas, d'imposer une valeur limite. En l'état actuel des connaissances, il apparaît que le niveau de pression acoustique de crête peut être limité à 125 décibels linéaires.

2. Les vibrations

Lorsque l'environnement présente une sensibilité très forte (tunnels, monuments, habitations, etc.), l'inspection des installations classées peut demander la mise en place d'appareils de mesure des vibrations sur les points critiques situés sur ou à proximité des ouvrages précités.

La méthode de mesure des vibrations et les valeurs limites admissibles sont définies par la circulaire n° 86-23 du 23 juillet 1986, à l'exception des tirs de mines pour lesquels des prescriptions spécifiques sont fixées (voir l'annexe II concernant la méthode de mesures des vibrations dues aux tirs de mines).

Annexe II : la méthode de mesure des vibrations

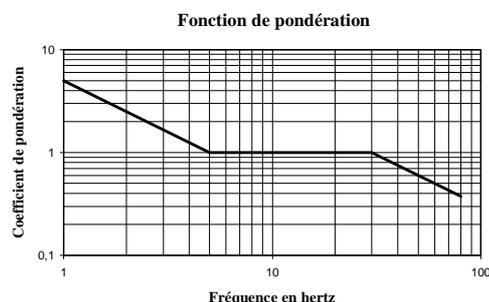
Cette annexe a pour objet la description technique de la méthode de mesures des vibrations dues aux tirs de mines.

Les principes de mesurage doivent être conformes à la circulaire n° 86-23 du 23 juillet 1986 (§ 1.1.2, appareils, § 1.1.3., Précautions opératoires). En revanche la méthode et les critères d'évaluation des nuisances sont différents.

Par ailleurs, les valeurs-limites s'appliquent aux éléments porteurs de la structure situés au-dessus des fondations.

Le contrôle de la valeur-limite calculée sur la valeur crête nécessite l'utilisation d'un filtrage qui est réalisé en appliquant une fonction de pondération à l'amplitude de la transformée de Fourier de chaque composante du signal vibratoire.

La fonction de pondération est caractérisée dans un diagramme bilogarithmique du facteur de pondération, en fonction de la fréquence, par 3 segments de droites (cf schéma ci-dessous).



Cette pondération conduit, pour chacune des 3 composantes, à un signal pondéré obtenu par la transformée inverse de Fourier pour lequel les basses fréquences sont amplifiées et les hautes fréquences atténuées. On ne retient, pour chaque composante, que l'amplitude maximale du signal pondéré correspondant, et finalement la valeur la plus élevée des maxima de chaque composante. Cette méthode de mesurage conduit donc à une valeur unique (comme c'est le cas pour la mesure du bruit).

Cette valeur est comparée à la limite de 10 mm/s.

Cette méthode d'évaluation revient à appliquer des limites plus sévères pour les basses fréquences, inférieures à 5 Hz (où les effets sur des tirs sont les plus néfastes) et plus larges pour les fréquences supérieures à 30 Hz (où les effets des tirs sont les moins néfastes). L'appareillage de mesure doit pouvoir effectuer l'enregistrement de l'évolution du signal temporel non pondéré. La pondération du signal peut être réalisée de manière analogique ou numérique. La méthode de pondération choisie doit garantir une déformation minimale du signal reconstitué.

La chaîne de mesure doit avoir une dynamique d'au moins 54 dB et une résolution inférieure à 0,1 mm/s dans la gamme 1 Hz, 150 Hz. Elle doit avoir une précision supérieure à 8~ p. 100 de la valeur mesurée dans la gamme 2 Hz, 80 Hz, ce qui suppose des étalonnages réguliers.

Cette méthode d'évaluation n'exclut pas les analyses plus fines qui peuvent être nécessaires à la compréhension des phénomènes et à leur réduction.

Arrêté du 22 septembre 1994

relatif aux exploitations de carrières et aux installations de premier traitement des matériaux de carrières

(JO du 22 octobre 1994)

NOR : ENVP9430348A

Texte modifié par : Arrêté du 24 janvier 2001
(JO du 14 février 2001)

Article 22 de l'arrêté du 22/09/94

L'exploitation est menée de manière à ne pas être à l'origine de bruits aériens ou de vibrations mécaniques susceptibles de compromettre la santé ou la sécurité du voisinage ou de constituer une gêne pour sa tranquillité.

22.1. Bruits :

(Arrêté du 24/01/01, article 3)

"En dehors des tirs de mines, les dispositions relatives aux émissions sonores des carrières sont fixées par l'arrêté du 23 janvier 1997 relatif à la limitation des bruits émis dans l'environnement par les installations classées pour la protection de l'environnement.

Un contrôle des niveaux sonores est effectué dès l'ouverture de la carrière pour toutes les nouvelles exploitations et ensuite périodiquement, notamment lorsque les fronts de taille se rapprochent des zones habitées."

22.2. Vibrations :

I. Les tirs de mines ne doivent pas être à l'origine de vibrations susceptibles d'engendrer dans les constructions avoisinantes des vitesses particulières pondérées supérieures à 10 mm/s mesurées suivant les trois axes de la construction.

La fonction de pondération du signal mesuré est une courbe continue définie par les points caractéristiques suivants :

Bande de fréquence (Hz)	Coefficient de pondération
1	5
5	1
30	1
80	3/8

On entend par constructions avoisinantes les immeubles occupés ou habités par des tiers ou affectés à toute autre activité humaine et les monuments.

Pour les autres constructions, des valeurs limites plus élevées peuvent être fixées par l'arrêté d'autorisation, après étude des effets des vibrations mécaniques sur ces constructions.

Le respect de la valeur ci-dessus est vérifié des les premiers tirs réalisés sur la carrière, puis par campagnes périodiques dont la fréquence est fixée par l'arrêté d'autorisation.

En outre, le respect de la valeur limite est assuré dans les constructions existantes à la date de l'arrêté d'autorisation et dans les immeubles construits après cette date et implantés dans les zones autorisées à la construction par des documents d'urbanisme opposables aux tiers publiés à la date de l'arrêté d'autorisation.

II. En dehors des tirs de mines, les prescriptions de la circulaire du 23 juillet 1986 relative aux vibrations mécaniques émises dans l'environnement par les installations classées pour la protection de l'environnement sont applicables.

Chapitre IV : Modalités d'application

Article 24 de l'arrêté du 22/09/94

24.1. Date d'application :

Les dispositions du présent arrêté s'appliquent aux carrières et aux installations de premier traitement des matériaux dont l'autorisation (initiale ou d'extension) interviendra à partir du 1^{er} janvier 1995 ainsi qu'aux renouvellement d'autorisations de carrières qui interviendront à partir du 1^{er} janvier 1996.

Les dispositions de l'article 11.2.I sont d'effet immédiat pour toute autorisation ou renouvellement d'autorisation.

24.2. Carrières autorisées :

Les dispositions des articles 4 à 7, 9, 10, 11.1, 11.4 et 12 à 22 du présent arrêté sont applicables à compter du 1^{er} janvier 1997 aux carrières et aux installations de premier traitement des matériaux dont l'arrêté d'autorisation aura été publié entre le 1^{er} janvier 1993 et le 1^{er} janvier 1995 (et le 1^{er} janvier 1996 pour les renouvellements).

Article 25 de l'arrêté du 22/09/94

Des dérogations aux dispositions du présent arrêté peuvent être accordées après avis du Conseil supérieur des installations classées.

Article 27 de l'arrêté du 22/09/94

Le directeur de la prévention des pollutions et des risques est chargé de l'exécution du présent arrêté, qui sera publié au Journal officiel de la République française.

Fait à Paris, le 22 septembre 1994.

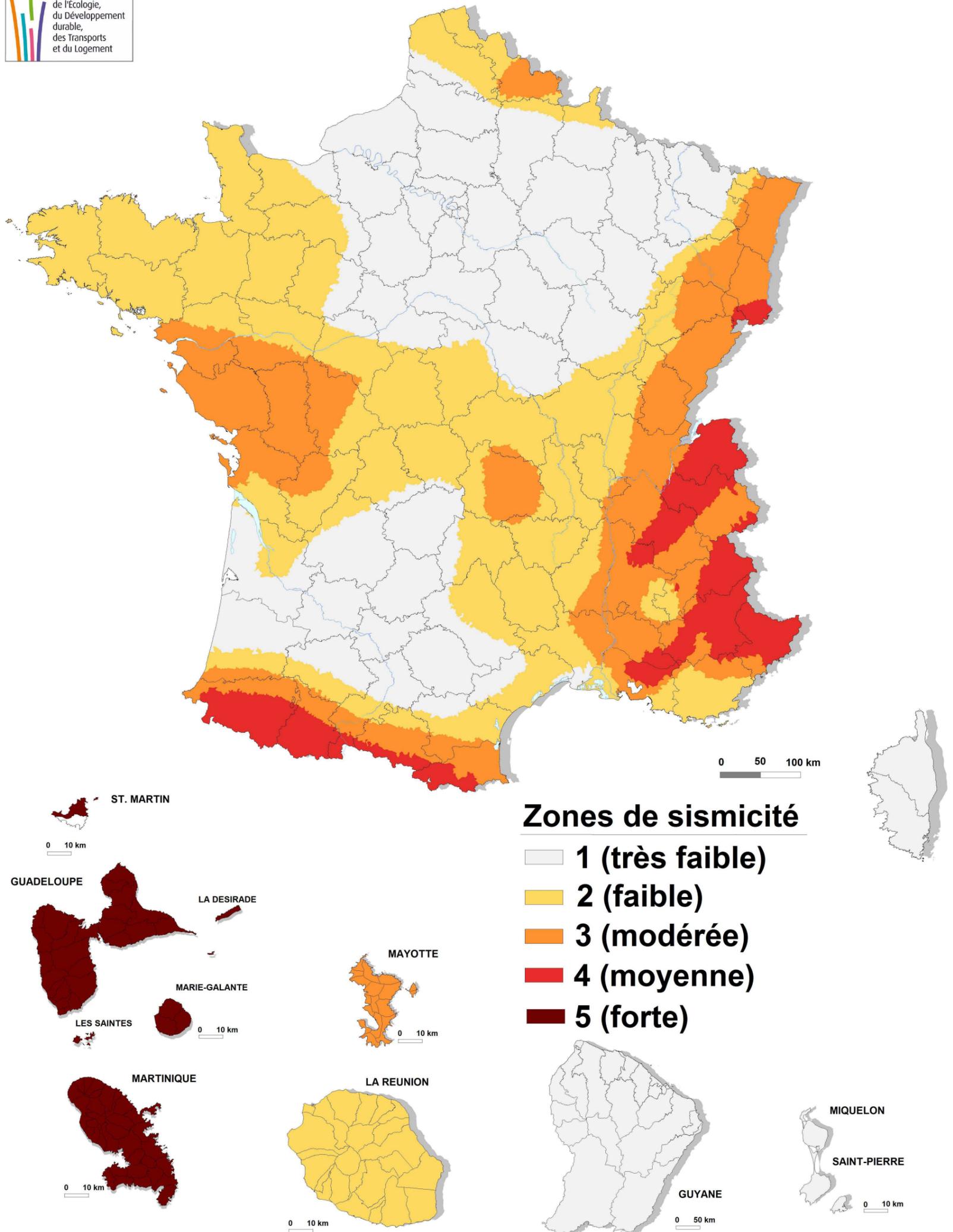
Pour le ministre et par délégation:
Le directeur de la prévention des pollutions et des risques, délégué aux risques majeurs,

G. DEFRANCE

ANNEXE 3

Zonage sismique de la France

Nouveau zonage sismique de la France



ANNEXE 4

Zonage cavités de la France (BRGM)

