



**HAL**  
open science

# La vulnérabilité des ouvrages soumis aux aléas mouvements de terrains ; développement d'un simulateur de dommages

Ali Saeidi

► **To cite this version:**

Ali Saeidi. La vulnérabilité des ouvrages soumis aux aléas mouvements de terrains ; développement d'un simulateur de dommages. Autre. Institut National Polytechnique de Lorraine, 2010. Français. NNT : 2010INPL003N . tel-01748818

**HAL Id: tel-01748818**

**<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01748818v1>**

Submitted on 29 Mar 2018

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



## AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : [ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr](mailto:ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr)

## LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

[http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg\\_droi.php](http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php)

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

**INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE**

**ÉCOLE DOCTORALE : RP2E**

**Laboratoire Environnement, Géomécanique & Ouvrages**

**THÈSE**

Présentée et soutenue publiquement le 12/02/2010

Pour l'obtention du grade de Docteur de l'INPL

**Spécialité : Génie Civil – Hydrosystèmes – Géotechnique**

Par

**Ali SAEIDI**

**La vulnérabilité des ouvrages soumis aux aléas  
mouvements de terrains ; développement d'un simulateur  
de dommages.**

**Directeur de thèse :** Thierry VERDEL

Maître de Conférences, HDR (INPL)

**Co-directeur de thèse :** Olivier DECK

Maître de Conférences (INPL)

Composition du jury :

**Président du jury :** Jacky MAZARS

Professeur (INPG Grenoble)

**Rapporteurs :** Denys BREYSSE

Professeur (Université Bordeaux 1)

Ahmed MEBARKI

Professeur (Université Paris Est - Marne la Vallée)

**Examineur :** Marwan AL HEIB

Ingénieur (HDR) (INERIS, Ecole des Mines de Nancy)

**Membre invité :** Hafid BAROUDI

Ingénieur (Directeur de Géodéris)

## Résumé

L'extraction de minerais et matériaux par exploitations souterraines peut être à l'origine de phénomènes de type affaissements de terrain. En site urbanisé, ces phénomènes peuvent provoquer d'importants dommages dans les bâtiments. En conséquence, l'objectif de cette thèse est de développer un simulateur de dommages permettant d'étudier la vulnérabilité d'un territoire soumis aux aléas mouvements de terrains associés à la présence d'exploitations souterraines. Le développement de ce simulateur est basé sur la combinaison d'une méthode de prévision des affaissements miniers, de fonctions de vulnérabilité pour l'évaluation des dommages et d'une base de données des bâtiments. L'enjeu scientifique de la thèse est le développement de fonctions de vulnérabilité pour les bâtiments en zone d'affaissement minier. Ces fonctions sont comparables à celles utilisées vis-à-vis d'autres aléas comme les séismes et les tsunamis. Pour cela on a développé et appliqué une méthodologie basée sur des simulations de type Monte Carlo. La méthodologie développée utilise les méthodes existantes d'évaluation des dommages dans les zones d'affaissement minier (méthodes empiriques ou analytiques). Elle permet de prendre en compte à la fois l'incertitude sur les paramètres géométriques et mécaniques du bâti et celle relative aux phénomènes d'interaction sol structure pour les méthodes analytiques. Avec cette méthodologie, des fonctions de vulnérabilité sont développées pour des bâtiments en maçonnerie non renforcée et renforcée, caractéristiques des bâtiments dans le bassin ferrifère lorrain. Afin d'être validés, ces fonctions sont comparées aux dommages observés, consécutifs aux affaissements de 1996 à 1999 en Lorraine.

Dans l'étape suivante la méthode des fonctions d'influence a été implémentée dans le simulateur avec certains développements afin de tenir compte de la variabilité des angles d'influences et permettre le calcul des déformations horizontales du terrain. Les résultats de cette méthode sont validés sur un cas d'affaissement observé dans le bassin ferrifère de Lorraine.

Enfin, une approche probabiliste d'évaluation des dommages est implémentée dans le simulateur, afin de tenir compte des différents scénarios d'affaissement possibles. L'application du simulateur sur les bâtiments de la ville de Joeuf, permet d'illustrer les différents résultats : évaluation de l'aléa minier dans la ville, cartographie des dommages, moyenne et écart type des dommages dans les bâtiments, probabilité d'atteindre chaque niveau de dommage...

*MOTS CLEFS : vulnérabilité, affaissement minier, dommages, déformation horizontale, courbe de fragilité, courbe de vulnérabilité, approche probabiliste.*

**Abstract:**

The extraction of ore and minerals by underground mining often causes ground subsidence phenomena. In urban regions, these phenomena may induce small to severe damage to buildings.

The objective of this thesis is development of damage simulator for evaluation of building damage in subsidence regions affected by undergrounds excavations.

The development of this simulator is based on the combination of a method for subsidence predicting, vulnerability functions for assessment of building damage and a database of buildings. The scientific challenge of thesis is the development of vulnerability functions for buildings in subsidence regions.. These functions are similar to those used in the other hazards such as earthquakes and tsunamis. For this, we developed and applied a methodology based on simulations of Monte Carlo. The developed methodology uses existing methods for evaluation of damage in the subsidence area (empirical or analytical methods). It allows taking into account both the uncertainty on the geometrical and mechanical parameters of buildings and on the phenomena of soil structure interaction for analytical methods. With this methodology, vulnerability functions are developed for unreinforced and reinforced masonry buildings enhanced features of buildings in the Lorraine iron ore field. To be validated, these functions are compared with the observed damage, resulting of subsidence from 1996 to 1999 in Lorraine.

In the next step the method of influence functions has been implemented in the simulator with certain developments to take into account the variability of the influences angles and allow the calculation of ground horizontal strain. The results of this method are validated on a case of subsidence observed in the iron ore field of Lorraine.

Finally, a probabilistic approach to damage assessment is implemented in the simulator to take into account different scenarios of possible subsidence. The application of the simulator on the buildings of the city Joeuf, allows to illustrate the different results: mining hazard assessment in the town, damage mapping, mean and standard deviation of damage in buildings, probability of reaching each level of damage...

*KEYWORDS: vulnerability, mining subsidence, damage, horizontal strain, fragility curve, vulnerability curve, probabilistic approach.*

# Remerciements

Cette thèse a été réalisée à l'Institut National Polytechnique de Lorraine (INPL) au sein du Laboratoire Environnement Géomécaniques et Ouvrages (LAEGO) avec un financement du GISOS.

Je remercie Monsieur Thierry Verdel, de m'avoir proposé ce sujet, pour ses conseils, pour avoir accepté d'être mon directeur de thèse et pour toutes les démarches qu'il a entreprises afin de me permettre d'effectuer cette thèse au Laego.

Ce travail a pu être mené à bien grâce aux soutiens, conseils et recadrage de Olivier Deck, indéfectible au cours de ces trois années. Je remercie à Olivier pour sa disponibilité, ses conseils précieux et son soutien et pour toutes les informations qu'il m'a apprises dans ces trois années.

Je tiens à remercier Monsieur D. Breysse, Professeur à Université Bordeaux 1, pour l'intérêt qu'il a apporté à ce travail en acceptant d'être l'un des rapporteurs de cette thèse.

Je tiens à remercier Monsieur A. Mebarki, Professeur à Université Paris-Est Marne-La-Vallée, pour l'intérêt qu'il a apporté à ce travail en acceptant d'être l'un des rapporteurs de cette thèse.

Je tiens à remercier Monsieur J. Mazars, Professeur à Institut National Polytechnique de Grenoble, pour avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse.

Je tiens à remercier Monsieur M. Al Heib, ingénieur à l'INERIS, pour ses conseils et sa disponibilité à répondre à mes questions durant ces trois ans et pour avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse.

Je tiens à remercier Monsieur M. Baroudi, directeur de Géodéris, pour avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse.

Je remercie tous ceux qui ont apporté leur concours à ce travail :

Monsieur Corzani, maire de Joeuf.

Monsieur Roger Martinois directeur de l'association « Cercle pour la Promotion de l' Histoire de Joeuf » (C.P.H.J.).

Monsieur Régis Janovec du CAUE54.

Monsieur Jamal Idris, maître de conférences à l'université d'Alep.

Monsieur Gueniffey, maître de conférences à l'Ecole des Mines de Nancy.

Monsieur Souley, ingénieur à l'INERIS.

Je remercie toutes les personnes m'ayant apporté leur soutien ou tout simplement leur compagnie, l'ensemble des étudiants en thèse du laboratoire, les enseignants, les secrétaires, les techniciens et les ingénieurs.

*À mon père, ma mère et ma soeur, qu'ils reposent en paix*

*À ma femme et très chers enfants Farzan et Farina*

*A mes frères, sœurs*

# Table des matières

<b>REMERCIEMENTS .....</b>	<b>4</b>
<b>TABLE DES MATIERES .....</b>	<b>6</b>
<b>LISTE DES FIGURES .....</b>	<b>9</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX .....</b>	<b>13</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE ET PROBLEMATIQUE .....</b>	<b>15</b>
<b>1 CHAPITRE 1. BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>18</b>
1.1 DESCRIPTION DU PHENOMENE D’AFFAISSEMENT MINIER .....	18
1.2 DESCRIPTION ET PREVISION DES DIFFERENTS PARAMETRES D’UN AFFAISSEMENT MINIER .....	20
1.2.1 <i>Méthode de prévision de l’affaissement vertical</i> .....	20
1.2.2 <i>Pente et courbure du terrain</i> .....	22
1.2.3 <i>Déformation horizontale du terrain</i> .....	23
1.3 LES AFFAISSEMENTS LORRAINS .....	24
1.4 CONSEQUENCE DES AFFAISSEMENTS SUR LE BATI .....	25
1.4.1 <i>Comportement d’un bâtiment</i> .....	26
a) Déformation horizontale .....	26
b) Courbure .....	26
c) Comportement global .....	27
1.4.2 <i>Méthodes de prévision des dommages</i> .....	28
1.5 FONCTIONS DE VULNERABILITE .....	29
1.5.1 <i>Typologie des bâtiments</i> .....	29
1.5.2 <i>Intensité de l’aléa</i> .....	31
1.5.3 <i>Échelle des dommages</i> .....	31
1.5.4 <i>Définition de fonction vulnérabilité</i> .....	32
a) Matrice de probabilité de dommage (DPM) .....	33
b) Courbes de Vulnérabilité .....	34
c) Courbes de fragilité .....	35
1.5.5 <i>Application à l’aléa minier</i> .....	37
<b>2 CHAPITRE 2. DEVELOPPEMENT DE FONCTIONS DE VULNERABILITE A PARTIR DES METHODES EMPIRIQUES .....</b>	<b>38</b>
2.1 METHODES EMPIRIQUES POUR L’EVALUATION DES DOMMAGES EN ZONE D’AFFAISSEMENT MINIER .....	38
2.1.1 <i>Les abaques</i> .....	38
2.1.2 <i>Les méthodes pondérales</i> .....	40
a) Les méthodes américaines : .....	40
b) Les méthodes polonaises : .....	42
2.2 COMPARAISON DES METHODES EMPIRIQUES .....	44
2.3 HARMONISATION ET MODIFICATION DES METHODES EMPIRIQUES .....	45
2.3.1 <i>Choix d’une échelle de dommage</i> .....	45
2.3.2 <i>Harmonisation du nombre de classes de vulnérabilité et des valeurs seuils de déformation horizontale du terrain pour les méthodes pondérales</i> .....	48
a) Harmonisation du nombre de classes de vulnérabilité .....	48
b) Harmonisation des valeurs seuils de la déformation horizontale .....	49
c) Validation .....	50
2.4 APPLICATION ET COMPARAISON DES METHODES EMPIRIQUES .....	50
2.5 DEVELOPPEMENT DES FONCTIONS DE VULNERABILITE BASE SUR LES METHODES EMPIRIQUES .....	54
2.5.1 <i>Méthodologie et algorithme de développement des fonctions de vulnérabilité</i> .....	54
2.5.2 <i>Développement d’une typologie pour les bâtiments en zone d’affaissement minier</i> .....	55
a) Critère 1 : Matériaux .....	55
• Structures en maçonnerie .....	55
• Structures en béton armé .....	55
• Structures en charpente métallique (ST) « Steel buildings » .....	55
• Structures en bois (WO) « Wood buildings » .....	55



b)	Critère 2 : Longueur des bâtiments .....	55
c)	Critère 3 : Fondations .....	56
d)	Critère 4 : Forme .....	56
2.5.3	<i>Développement des courbes de vulnérabilité et fragilité</i> .....	57
a)	Développement d'une base de données de bâtiments de chaque type .....	57
b)	Développement de courbes et fonctions de vulnérabilité .....	60
c)	Développement des courbes de fragilité .....	63
2.6	APPLICATION ET VALIDATION DE LA METHODOLOGIE POUR LES BATIMENTS EN MAÇONNERIE, EN LORRAINE .....	65
2.7	CONCLUSIONS .....	67
2.7.1	<i>Conclusions générales</i> .....	67
2.7.2	<i>Rappel des principales hypothèses utilisées</i> .....	68
<b>3</b>	<b>CHAPITRE 3. DEVELOPPEMENT DE FONCTIONS DE VULNERABILITE BASEES SUR LES METHODES ANALYTIQUES .....</b>	<b>69</b>
3.1	INTRODUCTION.....	69
3.2	METHODE DE BURLAND .....	71
a)	Etape 1 : modélisation du bâti .....	71
b)	Etape 2 : relation entre chargement et déflexion .....	72
c)	Etape 3 : relation entre déformation et déflexion.....	72
•	Calcul en zone de flexion maximale .....	73
•	Calcul en zone de cisaillement maximal .....	74
d)	Etape 4 : représentation des résultats .....	75
e)	Etape 5 : abaque de prévision des dommages.....	78
3.3	ADAPTATION ET GENERALISATION DE LA METHODE DE BURLAND.....	79
3.3.1	<i>Localisation de la fibre neutre et type de la charge</i> .....	79
3.3.2	<i>Prise en compte de l'anisotropie</i> .....	79
3.3.3	<i>Généralisation pour le développement d'abaques</i> .....	80
3.4	DEVELOPPEMENT DE FONCTIONS DE VULNERABILITE BASEES SUR LES METHODES ANALYTIQUES .....	82
3.4.1	<i>Méthodologie de développement des fonctions de vulnérabilité</i> .....	82
3.4.2	<i>Choix d'une méthode d'évaluation des dommages</i> .....	82
3.4.3	<i>Choisir d'un critère d'intensité</i> .....	82
a)	Définition des paramètres d'interaction sol structure .....	83
b)	Définition d'un paramètre unique d'intensité .....	86
3.4.4	<i>Choix d'un type de bâtiment et construction d'une base de données</i> .....	87
3.4.5	<i>Développement de courbes de vulnérabilité et fragilité</i> .....	89
3.4.6	<i>Analyse sensibilité sur les paramètres <math>K_{sites}</math>, <math>K_{\Delta}</math>, <math>K_{\epsilon}</math></i> .....	91
3.5	APPLICATION ET COMPARAISON AVEC LES DOMMAGES OBSERVES DANS LES BATIMENTS EN MAÇONNERIE DU BASSIN FERRIFERE LORRAIN .....	93
3.6	CONCLUSION .....	96
3.6.1	<i>Conclusion général</i> .....	96
3.6.2	<i>Rappel des principales hypothèses utilisées</i> .....	96
<b>4</b>	<b>CHAPITRE 4. PREVISION DES AFFAISSEMENTS MINIERS .....</b>	<b>98</b>
4.1	INTRODUCTION.....	98
4.2	PRINCIPE DES METHODES PAR FONCTION D'INFLUENCE.....	99
4.2.1	<i>Calcul du déplacement vertical d'un point de surface</i> .....	99
4.2.2	<i>Calcul du déplacement horizontal d'un point de surface</i> .....	103
4.3	IMPLEMENTATION DE LA METHODE DANS LE LOGICIEL .....	104
4.3.1	<i>Algorithme de calcul de l'affaissement en tout point de la surface</i> .....	104
4.3.2	<i>Calcul de la déformation horizontale</i> .....	108
a)	Théorie pour le calcul de la déformation horizontale .....	108
b)	Application au simulateur .....	109
4.4	ADAPTATIONS DE LA METHODE DES FONCTIONS D'INFLUENCE AUX PARTICULARITES DU BASSIN FERRIFERE LORRAIN .....	111
4.5	APPLICATION ET JUSTIFICATION DE LA METHODE DANS LE BASSIN FERRIFERE LORRAIN .....	115
4.6	CONCLUSION .....	116
<b>5</b>	<b>CHAPITRE 5. DEVELOPPEMENT D'UN SIMULATEUR DE DOMMAGES POUR UNE APPROCHE PROBABILISTE DE L'EVALUATION DES DOMMAGES.....</b>	<b>117</b>
5.1	INTRODUCTION.....	117
5.2	PRESENTATION DE JOEUF .....	119
5.2.1	<i>Introduction</i> .....	119

5.2.2	Présentation de l'aléa minier sur la ville de Joeuf.....	120
5.2.3	Typologie des bâtiments de la ville de Joeuf.....	125
5.2.4	Fonctions de vulnérabilité associées aux types caractéristiques de bâtiments de la ville de Joeuf.....	132
5.3	SIMULATION DES DOMMAGES ET DEVELOPPEMENT D'UNE APPROCHE PROBABILISTE .....	134
5.3.1	Cartographies des dommages dans la ville .....	134
5.3.2	Développement d'une approche probabiliste .....	135
a)	Calcul de la déformation moyenne de chaque bâti pour plusieurs scénarios .....	135
b)	Calcul de l'espérance de la moyenne des dommages pour plusieurs scénarios.....	137
c)	Calcul de l'écart type des dommages pour plusieurs scénarios.....	139
d)	Calcul de la probabilité d'atteindre ou dépasser chaque niveau de dommage.....	139
5.4	CONCLUSIONS .....	142
5.4.1	Conclusions générales.....	142
5.4.2	Rappel des principales hypothèses utilisées .....	142
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>		<b>143</b>
	• Développement de fonctions de vulnérabilité basées sur une méthode empirique d'évaluation des dommages : .....	143
	• Développement de fonctions de vulnérabilité basées sur une méthode analytique d'évaluation des dommages : .....	144
	• Développement d'une méthode d'évaluation de l'intensité de l'aléa minier en chaque point de la surface, pour différents scénarios d'affaissements. ....	145
	• Développement d'une approche probabiliste d'évaluation des dommages dans les bâtiments en zone d'affaissement minier (application du simulateur de dommages). ....	145
	• Perspective de la recherche .....	146
<b>REFERENCES.....</b>		<b>147</b>
<b>ANNEXE 1 : .....</b>		<b>151</b>
	• Variabilité des paramètres caractéristiques de chaque type pour une application des méthodes empiriques et le développement de fonctions de vulnérabilité. ....	151
	• Matrices de probabilité de dommages pour les 4 types de bâtiments en Lorraine.....	155
	• Courbes de fragilité pour les 4 types de bâtiments en Lorraine .....	156
	• Résultats d'une analyse de sensibilité sur les valeurs de $\mu$ et $\sigma$ pour les courbes de fragilité .....	158
	• Base de données des bâtiments situés dans les zones d'affaissements en Lorraine.....	159
<b>ANNEXE 2.....</b>		<b>163</b>
A.1	LA METHODE DE BOSCARDIN ET CORDING .....	163
A.1.1	Principes et hypothèses.....	163
A.1.2	Calcul du paramètre d'angle de distorsion.....	164
A.1.3	Définition des valeurs seuils de la déformation horizontale.....	166
A.1.4	Détermination des courbes de dommage par la méthode de Boscardin et Cording .....	166
A.2	LA METHODE DE BOONE.....	168
A.2.1	Principe et hypothèses.....	168
A.2.2	Détermination des dommages pour les bâtiments en maçonnerie avec mur porteur.....	169
A.2.3	Détermination des dommages pour les bâtiments avec une ossature en béton armé et acier .....	171
	• Bâtiments avec ossature en béton armé et remplissage en maçonnerie .....	172
	• bâtiments avec ossature en acier et remplissage en maçonnerie .....	172
A.3	LA METHODE DE FINNO ET AL. (1995) .....	172
A.3.1	Principe et hypothèses.....	173
A.3.2	Calcul la rigidité en cisaillement du bâti .....	175
A.3.3	Calcul des relations entre la déflexion et les déformations pour le bâtiment .....	178
A.3.4	Détermination des catégories de dommage par la méthode Finno et al.....	178
<b>ANNEXE 3.....</b>		<b>184</b>
A.1	ZONES VISITEES .....	184
A.2	ZONES NON VISITEES .....	203

## Liste des figures

FIGURE 1. PRESENTATION DU BASSIN FERRIFERE LORRAIN (GEODERIS, 2000). .....	15
FIGURE 2. PRINCIPE DU SIMULATEUR DE DOMMAGES ET DE SES DIFFERENTES COMPOSANTES.....	16
FIGURE 3. ILLUSTRATION DU PHENOMENE D'AFFAISSEMENT MINIER PROGRESSIF (DECK 2002). .....	18
FIGURE 4. ILLUSTRATION DES MOUVEMENTS DE LA SURFACE DES TERRAINS ET DE LA GEOMETRIE D'UNE CUVETTE D'AFFAISSEMENT (DECK 2002). .....	20
FIGURE 5. PRINCIPE DE SUPERPOSITION D'ELEMENTS INFINITESIMAUX DANS LA METHODE DES FONCTIONS D'INFLUENCE. AISSAOUI (1999) .....	21
FIGURE 6. RELATIONS ENTRE LA COURBURE DU TERRAIN ET LA DEFORMATION HORIZONTALE (KARMIS <i>ET AL.</i> 1984, COMPLETE PAR LES FORMULES DE SCHÜMANN 1992 ET ORCHARD ET ALLEN 1965). .....	24
FIGURE 7. COMPORTEMENT D'UNE STRUCTURE VIS-A-VIS DE LA DEFORMATION HORIZONTALE DU TERRAIN. ....	26
FIGURE 8. COMPORTEMENT D'UNE STRUCTURE VIS-A-VIS DE LA COURBURE DU TERRAIN. ....	27
FIGURE 9. SCHEMAS PRESENTANT LES COMPORTEMENTS POSSIBLES D'UNE STRUCTURE VIS-A-VIS DU CUMUL DE LA DEFORMATION ET DE LA COURBURE DES TERRAINS. ....	28
FIGURE 10. COURBE DE VULNERABILITE ET SON EXPRESSION MATHEMATIQUE POUR LE TYPE CFCWHR.....	35
FIGURE 11. ILLUSTRATION DES COURBES DE FRAGILITE POUR 4 CATEGORIES DE DOMMAGES (HAZUS 2003). ....	35
FIGURE 12. COURBES DE FRAGILITE POUR LES BATIMENTS DE TYPE CFCWHR DANS L'ETAT DE BRITISH COLUMBIA. ....	36
FIGURE 13 : ABAQUES DEFINISSANT DES ZONES D'ISO-DEGRADATION EN FONCTION DE LA DEFORMATION HORIZONTALE DU TERRAIN ET DE LA LONGUEUR DE LA STRUCTURE SELON LE NATIONAL COAL BOARD (1975). .....	39
FIGURE 14: ABAQUES DEFINISSANT DES ZONES D'ISO-DEGRADATION EN FONCTION DE LA DEFORMATION HORIZONTALE DU TERRAIN ET DE LA LONGUEUR DE LA STRUCTURE SELON WAGNER ET SCHÜMANN (1991). .....	39
FIGURE 15 : ABAQUES DEFINISSANT DES ZONES D'ISO-DEGRADATION EN FONCTION DE LA DEFORMATION HORIZONTALE DU TERRAIN ET DE L'INCLINAISON DE LA STRUCTURE SELON WAGNER ET SCHÜMANN (1991). .....	40
FIGURE 16. SCHEMA DE FONCTIONNEMENT DU SIMULATEUR DE DOMMAGE. ....	51
FIGURE 17. RESULTAT DES DOMMAGES DANS LA VILLE DE JOEUF OBTENUES POUR UN SCENARIO D'AFFAISSEMENT THEORIQUE ET AVEC LES METHODES NCB (1975) ET DZEGNUIK <i>ET AL.</i> (1997). LES CONTOURS DES IMAGES C ET D REPRESENTENT LES ISO VALEURS DE LA DEFORMATION HORIZONTALE - RESULTATS ILLUSTRATIFS QUI NE CARACTERISENT PAS LES DOMMAGES REELS SUSCEPTIBLES DE SE PRODUIRE A JOEUF. ....	52
FIGURE 18. HISTOGRAMME DE LA REPARTITION DES DOMMAGES OBTENUS AVEC LES 5 METHODES DE PREVISION DES DOMMAGES POUR UN MEME SCENARIO D'AFFAISSEMENT. ....	53
FIGURE 19. ALGORITHME POUR LE CALCUL DES FONCTIONS DE VULNERABILITE EN ZONE D'AFFAISSEMENT MINIER. .....	54
FIGURE 20. ILLUSTRATIONS DES DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS CONSIDERES DANS LA TYPOLOGIE DU BATI. 56	
FIGURE 21. COURBE ET FONCTION DE VULNERABILITE POUR LES BATIMENTS DE TYPE CF1.....	61
FIGURE 22. COURBES DE VULNERABILITE DE TYPE URM2 OBTENUES POUR CHAQUE METHODE EMPIRIQUE. ....	62
FIGURE 23 : COURBES DE VULNERABILITE OBTENUES AVEC LA METHODE MOYENNE POUR CHAQUE TYPE DE BATI DEFINI DANS LE TABLEAU 25. ....	62
FIGURE 24. COMPARAISON DE L'ECART TYPE DES DOMMAGE POUR LES TYPES URM1 ET URM2, PAR LE METHODE MOYENNE. ....	63
FIGURE 25. COURBES DE FRAGILITES DU TYPE CF1 ; RESULTATS NUMERIQUES DES PROBABILITES CUMULEES DE DOMMAGES POUR LE TYPE DE BATI CF1 ET AJUSTEMENT D'UNE FONCTION LOGNORMALE. ....	64
FIGURE 26. DEFINITION DE L'AMPLITUDE DES DEFORMATIONS HORIZONTALE DU TERRAIN. ....	66
FIGURE 27. SUPERPOSITION DES COURBES DE VULNERABILITE DES TYPES CF1 ET URM3 AVEC LES DOMMAGES OBSERVES APRES TROIS AFFAISSEMENTS DANS BASSIN FERRIFERE DE LORRAINE. ....	67
FIGURE 28. PRINCIPES DES METHODES ANALYTIQUES POUR L'EVALUATION DES DOMMAGES EN ZONE D'AFFAISSEMENT MINIER.....	70
FIGURE 29. PRINCIPE DE LA METHODE DE BURLAND (1995). ....	71
FIGURE 30. MODELISATION D'UN BATIMENT PAR UNE POUTRE SELON BURLAND <i>ET AL.</i> [2004].....	72
FIGURE 31. IDENTIFICATION DES ZONES OU LES DEFORMATIONS ASSOCIEES AU CISAILLEMENT SONT MAXIMALES (A) ET REPRESENTATION DES DEFORMATIONS AU NIVEAU DE LA FIBRE MOYENNE AVEC (C) OU SANS (B) DEFORMATION HORIZONTALE.....	74
FIGURE 32. A) RELATION ENTRE $\Delta L/E_{CR}$ ET LE RATIO DE L/H POUR UNE POUTRE AVEC CHARGE PONCTUEL ( $E/G =$ 2,6 ET $E_H=0$ ). B) COURBE ENVELOPPE.....	76

FIGURE 33. ANALYSE DE SENSIBILITE SUR LE TYPE DE CHARGE. ( $E/G=2.6$ , $E_H=0$ ET FIBRE NEUTRE AU NIVEAU DE LA FIBRE MOYENNE).....	76
FIGURE 34. ANALYSE DE SENSIBILITE SUR LE PARAMETRE $E/G$ .....	77
FIGURE 35. ANALYSE DE SENSIBILITE SUR LA LOCALISATION DE FIBRE NEUTRE.....	78
FIGURE 36. DETERMINATION DES CATEGORIES DE DOMMAGE POUR UN BATI CARACTERISE PAR $L/H = 1$ ET $E/G = 2,6$ (0 -> NEGLIGEABLE, 1-> TRES LEGERE, 2-> LEGERE, 3-> APPRECIABLE, 4 ,5->SEVERES A TRES SEVERE).....	78
FIGURE 37. MODELE DE POUTRE ISOTROPE TRANSVERSE.....	79
FIGURE 38. ALGORITHME DE CALCUL DES ABAQUES D'EVALUATION DES DOMMAGES.....	80
FIGURE 39. ILLUSTRATIONS DES COURBES D'EVALUATION DES DOMMAGES SELON DIFFERENTES HYPOTHESES ET CARACTERISTIQUES DU BATI.....	81
FIGURE 40. METHODOLOGIE DE DEVELOPPEMENT DE COURBES DE VULNERABILITE ET FRAGILITE AVEC LES METHODES ANALYTIQUES.....	82
FIGURE 41. PARAMETRES DE DEFLEXION POUR LE TERRAIN SEUL ET LA STRUCTURE (A GAUCHE TERRAIN SANS BATI, A DROITE TERRAIN AVEC BATI).....	83
FIGURE 42. COEFFICIENTS D'INTERACTION SOL STRUCTURE OBTENUS PAR BOSCARDIN ET CORDING (1989).....	84
FIGURE 43. GEOMETRIE DU MODELE UTILISE PAR POTTS ET ADDENBROOKE (1997).....	85
FIGURE 44. VALEURS DES PARAMETRES DE $K_{\Delta}$ ET $K_E$ SELON LE RESULTATS DE POTTS ET ADDENBROOKE (1997).....	86
FIGURE 45. VALEURS DU PARAMETRE $E_{EQ}/G_{EQ}$ EN FONCTION DU POURCENTAGE DE SURFACE D'OUVERTURE POUR DIFFERENTS RAPPORTS $K_S/K_N$ DE LA RAIDEUR DES JOINTS (BATIMENTS EN MAÇONNERIE, SON ET CORDING 2008).....	89
FIGURE 46. COURBES DE VULNERABILITE POUR LES DEUX TYPES DE BATIMENTS EN MAÇONNERIE NON RENFORCEE (URM) ET MAÇONNERIE RENFORCEE (RM), DEFINIS DANS LE TABLEAU 33.....	90
FIGURE 47. COURBES DE FRAGILITE POUR LES BATIMENTS RM ET URM ( TABLEAU 33).....	91
FIGURE 48. ANALYSE DE SENSIBILITE SUR LE PARAMETRE $K_{SITE}$ AVEC $K_{\Delta}=0,2$ ET $K_E=0,1$ .....	92
FIGURE 49. ANALYSE DE SENSIBILITE SUR LE PARAMETRE $K_{\Delta}$ AVEC $K_{SITE}=0,2$ ET $K_E=0,1$ .....	92
FIGURE 50. ANALYSE DE SENSIBILITE SUR LE PARAMETRE $K_E$ AVEC $K_{\Delta}=0,4$ ET $K_{SITE}=0,2$ .....	93
FIGURE 51. COURBES DE VULNERABILITE POUR DEUX TYPES DE BATIMENTS EN LORRAINE ET RESULTAT DES DOMMAGES OBSERVES.....	94
FIGURE 52. COURBES DE VULNERABILITE AJUSTEES POUR TROUVER LES VALEURS DES COEFFICIENTS D'INTERACTION SOL STRUCTURE.....	95
FIGURE 53. ILLUSTRATION DES DIFFERENCES OBTENUES SELON LA DISCRETISATION D'UNE MINE, POUR LA PREVISION DES AFFAISSEMENTS AU MOYEN D'UNE METHODE PAR ABAQUES (AISSAOUI 1999).....	98
FIGURE 54. ILLUSTRATION DE LA VARIABILITE DES TERRAINS AUTOUR D'UNE MINE EN LORRAINE. A CHAQUE TERRAIN EST ASSOCIE UN ANGLE D'INFLUENCE DIFFERENT.....	99
FIGURE 55. EXPLICATION D'UNE FONCTION D'INFLUENCE. LE CALCUL DE L'AFFAISSEMENT PEUT ETRE EFFECTUE EN CONSIDERANT L'EFFET D'UN ELEMENT DE LA MINE SUR LES POINTS DE LA SURFACE (A) ET LE SOMMET. LE CALCUL PEUT EGLEMENT ETRE EFFECTUE EN CONSIDERANT L'EFFET DE TOUTE LA MINE SUR UN SEUL POINT DE LA SURFACE (B) ET LE SOMMET DU CONE D'INFLUENCE EST ALORS SITUÉ AU NIVEAU DE LA SURFACE. DANS CES FIGURES $\gamma$ EST L'ANGLE D'INFLUENCE DE L'EXPLOITATION MINIERE ET $R$ EST LA DISTANCE MAXIMALE A PARTIR DE LAQUELLE LA SURFACE ELEMENTAIRE N'A PLUS D'INFLUENCE SUR L'AFFAISSEMENT EN SURFACE ( $R = D \cdot \tan \gamma$ ).....	100
FIGURE 56. A- DISCRETISATION DU CONE D'INFLUENCE EN SECTEURS ET ANNEAUX. B- IDENTIFICATION DES SURFACES ELEMENTAIRES D'UNE MINE A PRENDRE EN COMPTE POUR LE CALCUL DE L'AFFAISSEMENT EN UN POINT P DE LA SURFACE (WHITTAKER ET REDDISH 1989).....	102
FIGURE 57. A) HYPOTHESE RELATIVE A LA DIRECTION DU DEPLACEMENT TOTAL D'UN POINT DE LA SURFACE PROVOQUE PAR UNE SURFACE ELEMENTAIRE DE MINE POUR LE CALCUL DU DEPLACEMENT HORIZONTAL $V_{xy}$ , B) ILLUSTRATION DU CALCUL DES VALEURS DE DEPLACEMENT HORIZONTAL DANS LES DIRECTIONS X ET Y.....	104
FIGURE 58. ALGORITHME POUR LE CALCUL DES DEPLACEMENTS PROVOQUES PAR UN AFFAISSEMENT EN CHAQUE POINT DE LA SURFACE.....	105
FIGURE 59. MAILLAGE DE LA SURFACE ET REPRESENTATION DU CONE D'INFLUENCE POUR LE CALCUL DES DEPLACEMENTS EN SURFACE PROVOQUES PAR UN AFFAISSEMENT.....	106
FIGURE 60. ILLUSTRATION DES RESULTATS OBTENUS PAR LA METHODE DES FONCTIONS D'INFLUENCE POUR UNE MINE RECTANGULAIRE. ISOVALEURS D'AFFAISSEMENT VERTICAL ET COUPES DANS LES DIRECTIONS X-X ET Y-Y.....	107
FIGURE 61. ILLUSTRATION DES RESULTATS OBTENUS PAR LA METHODE DES FONCTIONS D'INFLUENCE POUR UNE MINE RECTANGULAIRE. ISOVALEURS DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX $U_x$ ET $U_y$ ET COUPES DANS LES DIRECTIONS X-X ET Y-Y.....	108

FIGURE 62. ILLUSTRATION DU CALCUL DE LA DEFORMATION HORIZONTALE AU CENTRE DE GRAVITE D'UN TRIANGLE DONT ON CONNAIT LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DES SOMMETS. ....	109
FIGURE 63. ILLUSTRATION DES POINTS CONSIDERES POUR LE CALCUL DES DEFORMATIONS HORIZONTALES ET MAILLAGE RESULTANT. ....	110
FIGURE 64. ISOVALEURS DES DEFORMATIONS PRINCIPALES ET COUPES SELON LES AXES X-X ET Y-Y .....	111
FIGURE 65. RESULTATS DES DEFORMATIONS MAXIMALES CALCULEES APRES APPLICATION DU FACTEUR DE PONDERATION K'. ....	111
FIGURE 66. PREMIERE SOLUTION ENVISAGEE POUR CARACTERISER L'ANGLE D'INFLUENCE DE CHAQUE POINT DE LA SURFACE AFIN DE TRACER LE CONE D'INFLUENCE. ON CHOISIT L'ANGLE D'INFLUENCE DU BORD DU POLYGONE DE LA MINE LE PLUS PROCHE. ....	112
FIGURE 67. ISOVALEURS DE L'AFFAISSEMENT VERTICAL DANS LE CAS DE DIFFERENTS ANGLES D'INFLUENCE POUR UNE MINE CARREE (A) OU RECTANGULAIRE (B). ....	113
FIGURE 68. IDENTIFICATION DES PROBLEMES LIES AU CHOIX D'UN ANGLE D'INFLUENCE PAR LA METHODOLOGIE DU BORD LE PLUS PROCHE. ....	113
FIGURE 69. DETAIL DE LA SECONDE SOLUTION PERMETTANT DE PRENDRE EN COMPTE DES MINES AVEC DES ANGLES D'INFLUENCE DIFFERENTS A ) ALGORITHME DE LA METHODE, B) DEFINITION DE L'ANGLE D'INFLUENCE DE CHAQUE ELEMENT DE POLYGONE DE MINE, C) EFFET DE CHAQUE POLYGONE DE LA MINE SUR LA SURFACE.....	114
FIGURE 70. RESULTATS D'AFFAISSEMENT ET DE DEFORMATION HORIZONTALE, OBTENUS EN CONSIDERANT DES CONES D'INFLUENCE DONT LES SOMMETS SONT SITUES AU NIVEAU DE LA MINE, POUR UNE MINE CARACTERISEE PAR DES ANGLES D'INFLUENCE DIFFERENTS. ....	115
FIGURE 71. COMPARAISON DES RESULTATS OBSERVES SUR LE SITE DE RONCOURT AVEC LA PREVISION EFFECTUEE PAR LA METHODE DES FONCTIONS D'INFLUENCE. ....	116
FIGURE 72. SCHEMA DU SIMULATEUR DE DOMMAGES. ....	118
FIGURE 73. VUE AERIENNE DE LA VILLE DE JOEUF. AU PREMIER PLAN A DROITE, LE CENTRE HISTORIQUE. AU SECOND PLAN, LES MAISONS ALIGNEES DE LA RUE DE GOPREZ ET AU TROISIEME PLAN, LE QUARTIER DE GENIBOIS. ....	119
FIGURE 74. SECTION VERTICALE TYPE DES COUCHES DES MINES A JOEUF. ....	120
FIGURE 75. LA COUCHE GRISE ET LES TROIS SCENARIOS D'AFFAISSEMENT CONSIDERES. ....	121
FIGURE 76. LA COUCHE S2 ET LES DEUX SCENARIOS D'AFFAISSEMENT CONSIDERES.....	121
FIGURE 77. LA COUCHE S3 ET LES TROIS SCENARIOS D'AFFAISSEMENT CONSIDERES. ....	122
FIGURE 78. SUPERPOSITION DES 6 POLYGONES DES COUCHES GRISES ET S2-S3 RETENUS POUR LA DEFINITION DES SCENARIOS D'AFFAISSEMENT. ....	123
FIGURE 79. ISOVALEURS D'AFFAISSEMENT VERTICAL PROVOQUE PAR UN SCENARIO D'AFFAISSEMENT IMPLIQUANT L'EFFONDREMENT DE POLYGONE 3 DE LA COUCHE GRISE (COORDONNEES LOCALES, LE POINT (0,0) CORRESPOND AUX COORDONNEES GLOBALES (866000,175000)). ....	124
FIGURE 80. ISOVALEURS DE DEFORMATION HORIZONTALE ET PROFILS DE LA DEFORMATION PROVOQUES PAR UN SCENARIO D'AFFAISSEMENT IMPLIQUANT L'EFFONDREMENT DE POLYGONE 3 DE LA COUCHE GRISE( COORDONNEES LOCALES, LE POINT (0,0) CORRESPOND AUX COORDONNEES GLOBALES (866000,175000)). ....	125
FIGURE 81. CARTE DE LA VILLE DE JOEUF AVEC ZONAGE RELATIF A L'EPOQUE DE CONSTRUCTION DES BATIMENTS. ....	126
FIGURE 82. CARTE DE LA VILLE DE JOEUF AVEC ZONAGE CONSOLIDE SUR LA BASE DES EPOQUES DE CONSTRUCTION ET DES VISITES SUR LE TERRAIN. ....	127
FIGURE 83. EXEMPLE DE SYNTHESE D'UNE VISITE DE TERRAIN POUR LES BATIMENTS DE LA ZONE 1.....	129
FIGURE 84. TYPOLOGIE FINALE RETENUE POUR LES BATIMENTS DE LA VILLE DE JOEUF. ENVIRON 25% DE CETTE TYPOLOGIE EST LE FRUIT D'HYPOTHESES DE TRAVAIL (COORDONNEES GLOBALES, LE POINT (866000,175000) CORRESPOND AUX COORDONNEES LOCALES (0,0)). ....	132
FIGURE 85. COURBES DE VULNERABILITE POUR LES 5 TYPES DE BATIMENTS DE LA VILLE DE JOEUF. LE BATIMENT EN BETON ARME DE TYPE CF APPARAIT TRES VULNERABLE EN RAISON DE SA TRES GRANDE LONGUEUR ( 60-90 M). ....	134
FIGURE 86. CARTOGRAPHIE DES DOMMAGES POUR LA TYPOLOGIE DU BATI CONSIDERE SUR LA FIGURE 84 ET L'AFFAISSEMENT ESTIME SUR LA FIGURE 79. ....	135
FIGURE 87. HISTOGRAMME DE LA DEFORMATION HORIZONTALE DANS UN BATIMENT (PARCELLE : 1943 DE RUE SAINTE-PAULINE). ....	136
FIGURE 88. CARTOGRAPHIE DE LA DEFORMATION HORIZONTALE MOYENNE DANS CHAQUE BATI POUR L'ENSEMBLE DES 9 SCENARIOS D'AFFAISSEMENT MINIER CONSIDERES. ....	136
FIGURE 89. CARTOGRAPHIE DE L'ECART TYPE DE LA DEFORMATION HORIZONTALE ( $\sigma_E$ ) DANS CHAQUE BATI POUR L'ENSEMBLE DES 9 SCENARIOS D'AFFAISSEMENT MINIER CONSIDERES. ....	137

FIGURE 90. HISTOGRAMME DU DOMMAGE MOYEN DU BATIMENT PARCELLE : 1943, RUE SAINTE-PAULINE POUR L'ENSEMBLE DES 9 SCENARIOS D'AFFAISSEMENT MINIER CONSIDERES. ....	137
FIGURE 91. CARTOGRAPHIE DE L'ESPERANCE DE LA MOYENNE DES DOMMAGES DANS CHAQUE BATI POUR L'ENSEMBLE DES 9 SCENARIOS D'AFFAISSEMENT MINIER CONSIDERES. ....	138
FIGURE 92. HISTOGRAMME DE L'ESPERANCE DE LA MOYENNE DES DOMMAGES POUR L'ENSEMBLE DES BATIMENTS ET L'ENSEMBLE DES SCENARIOS D'AFFAISSEMENTS CONSIDERES. ....	138
FIGURE 93. CARTOGRAPHIE DE L'ECART TYPE DE LA MOYENNE DES DOMMAGES DANS CHAQUE BATI POUR L'ENSEMBLE DES 9 SCENARIOS D'AFFAISSEMENT MINIER CONSIDERES. ....	139
FIGURE 94. CARTOGRAPHIES DES PROBABILITES D'AVOIR LE NIVEAU $D_1$ POUR L'ENSEMBLE DES 9 SCENARIOS CONSIDERES. ....	140
FIGURE 95. CARTOGRAPHIES DES PROBABILITES D'AVOIR LE NIVEAU $D_2$ POUR L'ENSEMBLE DES 9 SCENARIOS CONSIDERES. ....	140
FIGURE 96. CARTOGRAPHIES DES PROBABILITES D'AVOIR LE NIVEAU $D_3$ POUR L'ENSEMBLE DES 9 SCENARIOS CONSIDERES. ....	141
FIGURE 97. CARTOGRAPHIES DES PROBABILITES D'AVOIR LE NIVEAU $D_4$ POUR L'ENSEMBLE DES 9 SCENARIOS CONSIDERES. ....	141
FIGURE 98. COURBES DE FRAGILITE POUR LE TYPE URM1 .....	156
FIGURE 99. COURBES DE FRAGILITE POUR LE TYPE URM2 .....	157
FIGURE 100. COURBES DE FRAGILITE POUR LE TYPE URM3 .....	157
FIGURE 101. COURBES DE FRAGILITE POUR LE TYPE RM1 .....	158
FIGURE 102. RESULTATS D'ANALYSE DE SENSIBILITE POUR UNE VALEUR CONSTANTE DE $\phi$ ET DIFFERENTES VALEURS DE $c$ .....	158
FIGURE 103. RESULTATS D'ANALYSE DE SENSIBILITE POUR UNE VALEUR CONSTANTE DE $m$ ET DIFFERENTES VALEURS DE $\Sigma$ .....	158
FIGURE 104. REPRESENTATION DES DEFORMATIONS ASSOCIEES A L'EFFORT TRANCHANT ET A LA DEFORMATION HORIZONTALE DE TERRAIN AFIN DE CALCULER LA DEFORMATION NORMALE MAXIMALE. ....	164
FIGURE 105. DEFINITION DE L'ANGLE DE DISTORSION DANS LA POUTRE A) THEORIE DE POUTRE B) UTILISATION DE GEOMETRIE.....	165
FIGURE 106. ANALYSE DE SENSIBILITE SUR LE RATIO $\beta/(\Delta/L)$ .....	166
FIGURE 107. LES COURBES DE DOMMAGE SELON LA METHODE DE BOSCARDIN ET CORDING (AVEC $e_v = 0$ CE QUI EST DISCUTABLE ET EN NE CONSIDERANT QUE LA DEFORMATION LIEE A L'EFFORT TRANCHANT CE QUI EST EGALEMENT DISCUTABLE).....	167
FIGURE 108. COURBES DE DOMMAGE SELON LA METHODE DE BOSCARDIN ET CORDIN, AVEC $e_v = 0$ ET EN CONSIDERANT L'INFLUENCE DU MOMENT FLECHISSANT ET DE L'EFFORT TRANCHANT.....	167
FIGURE 109. COMPARAISON DES COURBES DE DOMMAGES EN FONCTION DE LA RELATION CHOISIE POUR LE RATIO $\beta/(\Delta/L)$ A) CALCUL ANALYTIQUE (ÉQUATION 72) B) CALCUL GEOMETRIQUE $\beta/(\Delta/L)=4$ . ....	168
FIGURE 110. TROIS MODES DE DEFORMATION SELON LA METHODE DE SUPERPOSITION. ....	168
FIGURE 111. DEFINITION DES PARAMETRES GEOMETRIQUES POUR LES BATIS EN MAÇONNERIE AVEC MUR PORTEUR EN ZONE D'AFFAISSEMENT. ....	169
FIGURE 112. DEFINITION DE LA DEFORMATION MAXIMALE ASSOCIEE AU MOMENT FLECHISSANT ; $e_M=(L'-L)/L$ . ....	170
FIGURE 113. DEPLACEMENT HORIZONTAL SELON LA METHODE DE FINNO .....	170
FIGURE 114. DEFINITION DE LA LONGUEUR A PRENDRE EN COMPTE POUR LE CALCUL DE L'OUVERTURE DES FISSURES, EN FONCTION DU MODE DE DEFORMATION CONSIDERE. ....	171
FIGURE 115. LES GEOMETRIES DE DEUX TYPES DE BATIMENTS A) BATI AVEC OSSATURE EN BETON ARME ET REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE B) CADRE ACIER AVEC REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE .....	172
FIGURE 116. SCHEMA D'AFFAISSEMENT MINIER ET PARAMETRES UTILISES DANS METHODE DE FINNO <i>ET AL.</i> (1995). ....	173
FIGURE 117. SCHEMA D'HYPOTHESE DE VOSS(2003) ET LOCALISATION DE FIBRE NEUTRE .....	174
FIGURE 118. BATIMENT MODELISE PAR UNE POUTRE STRATIFIEE SELON LA METHODE DE FINNO <i>ET AL.</i> .....	175
FIGURE 119. PARAMETRES GEOMETRIQUES POUR LE CALCUL DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DANS UNE POUTRE DE SECTION RECTANGULAIRE. ....	176
FIGURE 120. MODELE DE LA COLONNE BI-ENCASTREE POUR LE CALCUL DE L'INFLUENCE DES COLONNES SUR LA RIGIDITE AU CISAILLEMENT DU BATI. $GA_v$ REPRESENTE LA RATION ENTRE L'EFFORT RIGIDITE AU CISAILLEMENT ET LE DEPLACEMENT $\Delta$ . ....	177
FIGURE 121. METHODOLOGIE POUR LE CALCUL DES COURBES DE DOMMAGES AVEC LA METHODE DE FINNO <i>ET AL.</i> (2005). ....	179

## Liste des tableaux

TABLEAU 1. SYNTHÈSES DE MÉTHODES EXISTANTES POUR LA PRÉVISION DES DÉPLACEMENTS VERTICAUX D'UN AFFAISSEMENT MINIER (AISSAOUI 1999).....	22
TABLEAU 2. FORMULES EMPIRIQUES PERMETTANT D'ESTIMER LA VALEUR MINIMALE DU RAYON DE COURBURE D'UNE CUVETTE D'AFFAISSEMENT.....	23
TABLEAU 3. PRÉSENTATION DES AFFAISSEMENTS MINIERS RÉFÉRENCES DANS LE BASSIN FERRIFÈRE LORRAIN.(DECK 2002) .....	25
TABLEAU 4. 36 TYPOLOGIE DES BATIMENTS SELON LE HAZUS (HAZUS 2003) .....	30
TABLEAU 5. ILLUSTRATION DES TYPES DE BATIMENTS DÉFINIS SELON LA MÉTHODE ATC 13 (CARLOS <i>ET AL.</i> 2005). .....	31
TABLEAU 6 : ETATS DE DOMMAGE POUR BATIMENT DE CLASS W1 (HAZUS 2003).....	32
TABLEAU 7. MATRICE DE PROBABILITE DE DOMMAGES POUR LES BATIMENTS DE TYPE CFCWHR DANS L'ETAT DE BRITISH COLUMBIA, VIS-A-VIS DE L'ALEA SISMIQUE (CARLOS <i>ET AL.</i> 2005). LES VALEURS REPRESENTENT LA PROBABILITE OU LA PROPORTION DES BATIMENTS SUBISSANT UN NIVEAU DE DOMMAGE POUR UNE INTENSITE DONNEE. ....	33
TABLEAU 8. ILLUSTRATION DE LA MOYENNE DE DOMMAGE $\mu_D$ POUR LE TYPE DE CFCWHR DE L'ETAT DE BRITISH COLUMBIA. ....	34
TABLEAU 9 : PARAMETRES $m$ ET $\sigma$ DE LA DISTRIBUTION LOG-NORMALE CUMULEE (COURBES DE FRAGILITE) POUR LES BATIMENTS DE TYPE CFCWHR DE L'ETAT DE BRITISH COLUMBIA (CARLOS <i>ET AL.</i> 2005).....	36
TABLEAU 10 : CLASSIFICATION DES STRUCTURES ET DES DEGRADATIONS SELON BHATTACHARYA ET SINGH (1984). ....	41
TABLEAU 11 : CLASSIFICATION DES STRUCTURES ET DES DEGRADATIONS SELON YU <i>ET AL.</i> (1988). ....	41
TABLEAU 12 : CLASSIFICATIONS DES STRUCTURES ET DES DEGRADATIONS DU KWIATEK (1998).....	42
TABLEAU 13. CLASSIFICATIONS DES STRUCTURES ET DES DEGRADATIONS SELON DZEGNIUK <i>ET AL.</i> (1997). ....	44
TABLEAU 14 : ECHELLE DE CLASSIFICATION DES DEGRADATIONS SELON LE NATIONAL COAL BOARD (1975).....	45
TABLEAU 15 : ECHELLE DE CLASSIFICATION DES DEGRADATIONS SELON BURLAND (1995). ....	46
TABLEAU 16 : ECHELLE DE CLASSIFICATION DES DEGRADATIONS SELON BHATTACHARYA ET SINGH (1984). ....	46
TABLEAU 17: ECHELLE DE CLASSIFICATION DES DEGRADATIONS SELON PELLISSIER <i>ET AL.</i> (1992). ....	47
TABLEAU 18 : ECHELLE DE CLASSIFICATION DES DEGRADATIONS SELON JI-XIAN (1985). ....	47
TABLEAU 19: ECHELLE DE CLASSIFICATION DES DEGRADATIONS SELON BRUHN <i>ET AL.</i> (1982). ....	47
TABLEAU 20 : COMPARAISONS ET EQUIVALENCES ENTRE LES DIFFERENTES ECHELLES DE CLASSIFICATION DES DEGRADATIONS. ....	48
TABLEAU 21. RESULTAT DE L'HARMONISATION DES CLASSES DE VULNERABILITE. ....	49
TABLEAU 22 : VALEUR SEUILS DE DEFORMATION HORIZONTALE POUR DEFINITION DE DOMMAGE DANS LE METHODES PONDERALES. ....	49
TABLEAU 23 : VALEUR SEUILS DE LA DEFORMATION HORIZONTALE PROPOSEES PAR LE JI-XIAN (1985).....	50
TABLEAU 24 : VALEURS SEUILS DE LA DEFORMATION EN TRACTION UTILISEES PAR BOSCARDIN ET CORDING (1989) ET BURLAND (1997).....	50
TABLEAU 25: TYPE DE BATIMENTS LES PLUS COURANTS DANS BASSIN FERRIFERE DE LORRAIN. ....	57
TABLEAU 26. VARIABILITES DES CRITERES UTILISES PAR CHAQUE METHODE EMPIRIQUE POUR CARACTERISER LE TYPE CF1. DANS CE TABLEAU, LES VALEURS LONGUEUR, HAUTEUR ET RAYON D'AFFAISSEMENT SONT EXPRIMES EN METRES. LES AUTRES PARAMETRES, UTILISES DANS LES METHODES PONDERALES, SONT EXPRIMES EN NOMBRE DE POINTS. ....	59
TABLEAU 27. RESULTATS NUMERIQUES POUR LA DETERMINATION DE LA COURBE DE VULNERABILITE DU TYPE DE BATI CF1 BASEE SUR LA METHODE MOYENNE MD(E) (ÉQUATION 11). LES VALEURS REPRESENTENT LA PROBABILITE DE DOMMAGES POUR CHAQUE CLASSE DE DOMMAGE ET CHAQUE INTENSITE. LA DERNIERE LIGNE EST LA MOYENNE DES DOMMAGES POUR CHAQUE VALEUR DE DEFORMATION HORIZONTALE. ....	60
TABLEAU 28. VALEURS DE $m$ ET $\sigma$ DES FONCTIONS DE FRAGILITE CALCULEES AVEC LA METHODE MOYENNE, POUR TOUS LES TYPES DE BATIS DÉFINIS DANS LE TABLEAU 25.....	65
TABLEAU 29. SYNTHÈSE DES DOMMAGES OBSERVÉS DANS LA RÉGION LORRAINE POUR TROIS AFFAISSEMENTS. LES VALEURS MOYENNES DES DOMMAGES ET DE LA DEFORMATION SONT CALCULEES AFIN DE COMPARER LES OBSERVATIONS AVEC LES COURBES DE VULNERABILITE EMPIRIQUES. $N_b$ INDIQUE LE NOMBRE DE BATIMENTS CONCERNES. ....	67
TABLEAU 30. RELATIONS ENTRE CATEGORIE DE DOMMAGE ET VALEURS SEUIL DE DEFORMATION CRITIQUE D'EXTENSION (BURLAND 1995). ....	78

TABLEAU 31. VALEURS CARACTERISTIQUES D'UN OUVRAGE POUR UNE ESTIMATION DE L'ORDRE DE GRANDEUR DES PARAMETRES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE $K_{\Delta}$ ET $K_E$ .....	85
TABLEAU 32. LES VALEURS DES PARAMETRES DE $K_{SITE}$ EN TROIS CUVETTE D'AFFAISSEMENT EN LORRAIN.....	87
TABLEAU 33. VARIABILITE DES DIFFERENTS PARAMETRES UTILISES POUR LE DEVELOPPEMENT DE FONCTIONS DE VULNERABILITE ASSOCIEES A DEUX TYPES DE BATIMENTS EN MAÇONNERIE.....	88
TABLEAU 34. VALEURS DES PARAMETRES L/H, E/G ET $v$ POUR L'ETUDE DE SENSIBILITE DES PARAMETRES $K_{SITE}$ , $K_{\Delta}$ ET $K_E$ .....	91
TABLEAU 35. VARIABILITE DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DES BATIMENTS IMPACTES PAR DES AFFAISSEMENTS MINIERES DANS LE BASSIN FERRIFERE DE LORRAIN.....	93
TABLEAU 36. SYNTHESE DES DOMMAGES OBSERVES DANS LES TROIS AFFAISSEMENTS MINIERES EN LORRAINE (MOUTIER-HAUT, MOUTIER-STADE ET RONCOURT).....	94
TABLEAU 37. RESULTATS DES RETRO-ANALYSES PERMETTANT D'AJUSTER LES VALEURS DES COEFFICIENTS D'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	95
TABLEAU 38. ILLUSTRATION DE DIFFERENTES FONCTIONS D'INFLUENCE.....	101
TABLEAU 39. FACTEURS DE PONDERATION POUR 10 ANNEAUX ET 64 SECTEURS CALCULES A PARTIR DE LA FONCTION D'INFLUENCE STOCHASTIQUE.....	102
TABLEAU 40. VALEURS DES ANGLES D'INFLUENCE DANS LE BASSIN FERRIFERE LORRAIN EN FONCTION DE LA NATURE DES TERRAINS ADJACENTS. (AL HEIB <i>ET AL.</i> 2003, 2008).....	112
TABLEAU 41. CARACTERISTIQUES DES POLYONES DE LA MINE A RONCOURT (ABBASS FAYAD 2000).....	115
TABLEAU 42. DETAIL DES SCENARIOS D'AFFAISSEMENT CONSIDERES (LES CHIFFRES CORRESPONDENT AU NUMERO DES POLYONES).....	123
TABLEAU 43. CARACTERISTIQUES DES DEUX COUCHES RETENUES POUR L'EVALUATION DE L'ALEA SOUS LA VILLE DE JOEUF.....	124
TABLEAU 44. CARACTERISTIQUES GENERALES DES BATIMENTS DE LA VILLE DE JOEUF, SELON LE ZONAGE DE LA FIGURE 82 ET FIGURE 83.....	128
TABLEAU 45. TYPOLOGIE FINALE DES BATIMENTS VISITES DE LA VILLE DE JOEUF, POUR LE DEVELOPPEMENT DES FONCTIONS DE VULNERABILITES EMPIRIQUES CARACTERISTIQUES.....	130
TABLEAU 46. TYPOLOGIE FINALE DES BATIMENTS NON-VISITES DE LA VILLE DE JOEUF, POUR LE DEVELOPPEMENT DES FONCTIONS DE VULNERABILITES EMPIRIQUES CARACTERISTIQUES.....	130
TABLEAU 47. DESCRIPTIF DES 5 TYPES RETENUS POUR CARACTERISER L'ENSEMBLE DES BATIMENTS DE LA VILLE DE JOEUF, AVEC REGROUPEMENT DES BATIMENTS ACCOLES.....	131
TABLEAU 48 : VARIABILITES DES CRITERES UTILISES PAR CHAQUE METHODE EMPIRIQUE POUR CARACTERISER LE TYPE UR1. DANS CE TABLEAU, LES VALEURS LONGUEUR, HAUTEUR ET RAYON D'AFFAISSEMENT SONT EXPRIMES EN METRES. LES AUTRES PARAMETRES, UTILISES DANS LES METHODES PONDERALES, SONT EXPRIMES EN NOMBRE DE POINTS.....	133
TABLEAU 49. DEFINITION DES COURBES DE FRAGILITE (VALEURS DE $m$ ET $\Sigma$ ) POUR LES CINQ TYPES DE BATIMENTS DE LA VILLE DE JOEUF.....	134
TABLEAU 50 : VARIABILITE DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DU TYPE URM1. DANS CE TABLEAU, LES VALEURS LONGUEUR, HAUTEUR ET RAYON D'AFFAISSEMENT SONT EXPRIMEES EN METRES. LES AUTRES PARAMETRES, UTILISES DANS LES METHODES PONDERALES, SONT EXPRIMES EN NOMBRE DE POINTS.....	151
TABLEAU 51 : VARIABILITE DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DU TYPE URM2. DANS CE TABLEAU, LES VALEURS LONGUEUR, HAUTEUR ET RAYON D'AFFAISSEMENT SONT EXPRIMEES EN METRES. LES AUTRES PARAMETRES, UTILISES DANS LES METHODES PONDERALES, SONT EXPRIMES EN NOMBRE DE POINTS.....	152
TABLEAU 52 : VARIABILITE DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DU TYPE URM3. DANS CE TABLEAU, LES VALEURS LONGUEUR, HAUTEUR ET RAYON D'AFFAISSEMENT SONT EXPRIMEES EN METRES. LES AUTRES PARAMETRES, UTILISES DANS LES METHODES PONDERALES, SONT EXPRIMES EN NOMBRE DE POINTS.....	153
TABLEAU 53 : VARIABILITE DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DU TYPE RM1. DANS CE TABLEAU, LES VALEURS LONGUEUR, HAUTEUR ET RAYON D'AFFAISSEMENT SONT EXPRIMEES EN METRES. LES AUTRES PARAMETRES, UTILISES DANS LES METHODES PONDERALES, SONT EXPRIMES EN NOMBRE DE POINTS.....	154
TABLEAU 54. DPM POUR LE TYPE URM1.....	155
TABLEAU 55. DPM POUR LE TYPE URM2.....	155
TABLEAU 56. DPM POUR LE TYPE URM3.....	155
TABLEAU 57. DPM POUR LE TYPE RM1.....	156
TABLEAU 58. BASE DE DONNEES DE DOMMAGES OBSERVES A MOUTIER-HAUT.....	159
TABLEAU 59. BASE DE DONNEES DES DOMMAGES OBSERVES A MOUTIER-STADE.....	160
TABLEAU 60. BASE DE DONNEES DES DOMMAGES OBSERVES A RONCOURT.....	161
TABLEAU 61 : VARIABILITE DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DU TYPE UR1 (URHCSLG).....	208
TABLEAU 62. VARIABILITES DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DU TYPE UR2 (URECSLB).....	209
TABLEAU 63. VARIABILITES DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DU TYPE R1 (RMMCWLG).....	210
TABLEAU 64. VARIABILITE DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DU TYPE R2 (RMHWCLG).....	211



# Introduction générale et problématique

L'exploitation des matières premières est à l'origine de l'existence de mines et de carrières en France comme dans le reste du monde. Selon la méthode d'exploitation employée, différents effets plus ou moins prévisibles et redoutés peuvent se produire en surface.

Un grand nombre d'anciennes exploitations souterraines constituent aujourd'hui des vides souterrains abandonnés à différentes profondeurs et parfois très proches de la surface. En terme d'analyse de risques, ces vides représentent un aléa puisque les terrains sous-jacents peuvent s'affaisser en cas d'effondrement de l'édifice minier. Avec l'arrêt des exploitations minières, le problème des affaissements et leurs conséquences sur le bâti prend une dimension importante dans les pays à forte tradition minière. Ceci est particulièrement vrai dans le bassin ferrifère lorrain. La diminution de la rentabilité des mines de fer de Lorraine après plusieurs générations d'activité prospère est à l'origine de l'existence d'environ 14000 hectares de terrains sous-minés dont 2000 hectares urbanisés (Figure 1).

Depuis 1996, cinq affaissements se sont produits dans le bassin ferrifère lorrain (Figure 1). D'autres avaient cependant déjà eu lieu avant 1972, mais seuls ces derniers sont à l'origine d'une réelle prise de conscience de la problématique associée à l'existence des anciennes mines de fer de Lorraine. Les affaissements miniers d'Auboué (1996), de Moutiers (1997) et de Roncourt (1999) ont endommagé plus de cinq cents bâtiments, au point que certains aient dû être démolis. A ces conséquences matérielles, il convient de rajouter leurs répercussions économiques, sociales et politiques.

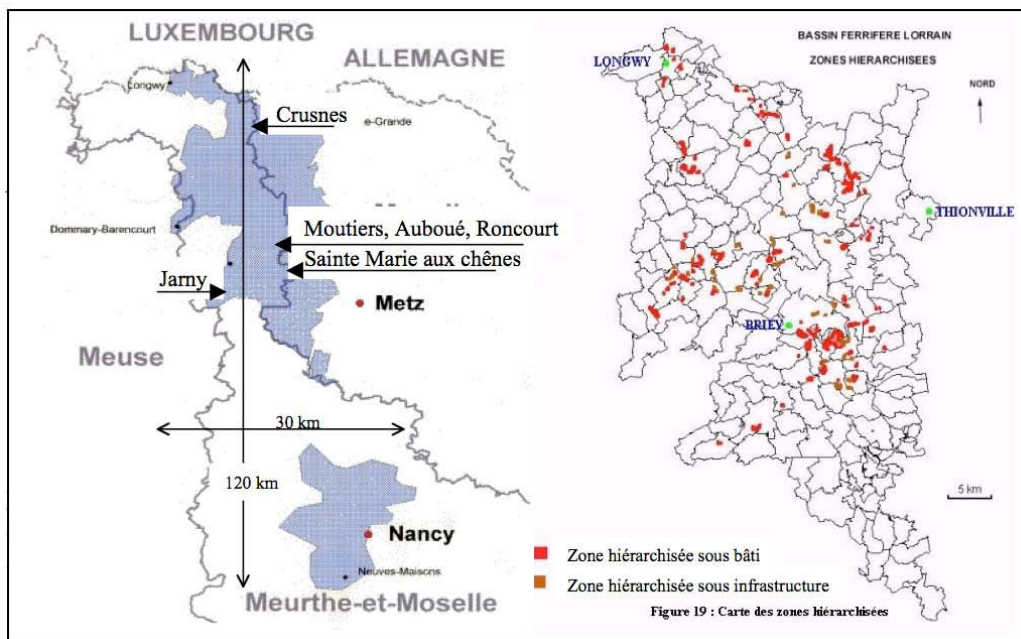


Figure 1. Présentation du bassin ferrifère lorrain (Geoderis, 2000).

Le développement économique des anciens bassins miniers est fortement dépendant de la connaissance et de la maîtrise des risques liés à ces exploitations souterraines et en particulier aux

risques concernant le bâti. Pour assurer la sécurité des zones urbanisées sous-minées et permettre un développement des communes concernées, il apparaît nécessaire de prolonger les études actuelles d'évaluation des risques (PPR miniers) en développant un outil permettant une meilleure quantification de l'aléa et de la vulnérabilité des bâtiments en zone d'affaissement minier. En conséquence, l'objectif de cette thèse est de développer un simulateur de dommages permettant d'étudier la vulnérabilité d'un territoire soumis aux aléas mouvements de terrains associés à la présence d'exploitations souterraines.

Pour cela il est nécessaire de développer et combiner (Figure 2) :

- Un modèle de prévision des affaissements miniers qui permette d'évaluer l'intensité de l'aléa au niveau de chaque bâtiment d'une ville en fonction des caractéristiques de l'exploitation minière et de son recouvrement. Nous avons développé une méthode basée sur la méthode des fonctions d'influences.
- Un modèle d'évaluation des dommages des bâtiments en fonction de l'intensité de l'aléa et des caractéristiques du bâti. Nous avons utilisé plusieurs méthodes existantes et développé une approche basée sur des fonctions de vulnérabilité.
- Un site d'application permettant de constituer une base de données des bâtiments et où différents scénarios d'affaissement sont possibles. Nous avons choisi la ville de Joëuf située en Meurthe et Moselle.
- Un module de calcul permettant de combiner les différentes données ou méthodes et permettant de visualiser différents résultats : dommage de chaque bâtiment pour un scénario d'affaissement moyenne des dommages pour différents scénarios... Plus fondamentalement, le logiciel doit permettre de développer une approche probabiliste des dommages.

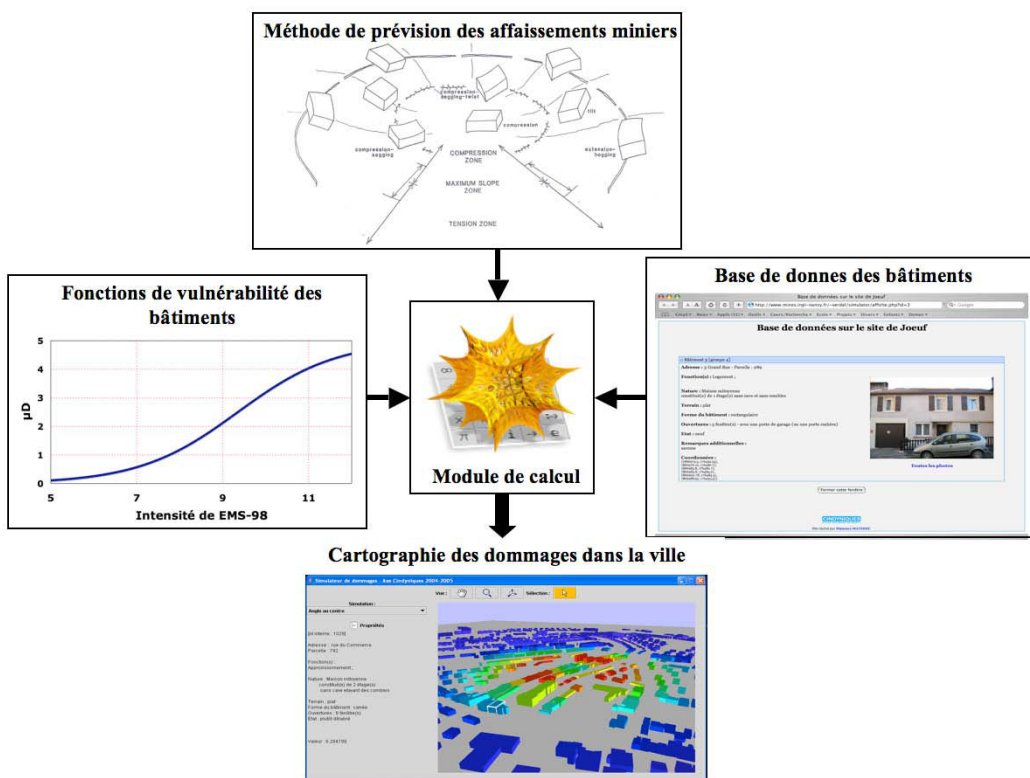


Figure 2. Principe du simulateur de dommages et de ses différentes composantes.

On peut voir le premier schéma du simulateur de dommages sur la Figure 2. Le premier enjeu scientifique de la thèse est le développement de fonctions de vulnérabilité pour les bâtiments en zone d'affaissement minier. Ces développements sont basés sur l'approche par fonctions de vulnérabilités utilisée en génie parasismique et sur l'exploitation des méthodes existantes de prévision des dommages. En effet, les fonctions de vulnérabilités, inspirées du génie parasismique, présentent plusieurs intérêts par rapport aux méthodes existantes :

- Elles sont généralement plus simple à utiliser ;
- Elles aboutissent à des résultats plus riches, qui ne se limitent pas à un niveau de dommage et qui permettent d'appréhender la variabilité des dommages ;
- Elles sont utilisées dans différents contextes d'aléa (séismes, tsunamis...) et le développement de fonctions adaptées aux aléas miniers s'inscrit dans une logique d'harmonisation des études de vulnérabilité.

Pour atteindre cet objectif, cette thèse comporte cinq parties :

La première partie pose la problématique des affaissements miniers, avec une description des affaissements miniers lorrains de 1996 à 1999. Les mouvements induits à la surface des terrains sont décrits, ainsi que les comportements des bâtiments en zone d'affaissement minier. Les fonctions de vulnérabilité utilisées vis-à-vis de l'aléa sismique sont présentées dans une synthèse bibliographique afin d'évaluer la possibilité d'appliquer une méthode similaire aux bâtiments en zone d'affaissement minier.

La deuxième partie explicite le développement de fonctions de vulnérabilité des bâtiments à partir des méthodes empiriques d'évaluation des dommages, existantes dans la littérature. Pour cela nous présentons d'abord ces méthodes empiriques, ainsi que certains ajustements nécessaires, puis nous présentons la méthodologie utilisée pour développer des fonctions de vulnérabilité basées sur les méthodes empiriques. Cette méthodologie est alors appliquée sur quelques types de bâtiments caractéristiques du bassin ferrifère Lorrain.

La troisième partie explicite le développement de fonctions de vulnérabilité des bâtiments à partir des méthodes analytiques d'évaluation des dommages. Nous présentons dans un premier temps le principe et certains détails des méthodes analytiques, ainsi que certaines modifications nécessaires. Puis nous présentons la méthodologie utilisée et nous l'appliquons à plusieurs types de bâtiments du bassin ferrifère Lorrain.

L'objectif de la quatrième partie est de choisir une méthode efficace pour calculer les paramètres d'affaissement, en particulier la déformation horizontale du terrain en surface au niveau de chaque bâtiment. Après une rapide présentation des méthodes existantes, nous sélectionnons la méthode des fonctions d'influence que nous testons sur des géométries simples de mines. Nous observons que cette méthode n'est pas applicable lorsqu'il existe plusieurs angles d'influence autour de la mine et nous adaptons la méthode afin d'obtenir des résultats satisfaisants.

La cinquième partie de cette thèse présente les résultats obtenus par l'utilisation du simulateur de dommages. La ville de Joef est utilisée comme site pilote. Une étude de terrain a permis de réaliser une typologie du bâti afin de développer des fonctions de vulnérabilité caractéristiques des bâtiments de la ville. Les résultats sont alors exploités afin de développer une approche probabiliste pour l'évaluation des dommages de chaque bâtiment de la ville.

Supprimé : simulateur

Dans chacune des parties, un ensemble d'hypothèses est considéré, qui toutes nécessitent des études et justifications complémentaires. En effet, cette thèse a pour objectif le développement d'un simulateur et d'une approche probabiliste qui nécessitent l'association et l'utilisation de méthodes issues de domaines scientifiques assez variés. En conséquence, ce travail a une dimension pluridisciplinaire, qui n'a pas permis d'approfondir autant qu'on le souhaiterait certaines problématiques. L'utilisation finale du simulateur de dommages, telle qu'elle est présentée en cinquième partie est donc indissociable d'une connaissance précise des hypothèses considérées. Dans un souci de clarté, ces dernières sont rappelées en conclusion des principales parties.▼

Supprimé : .....

# 1 CHAPITRE 1. BIBLIOGRAPHIE

## 1.1 Description du phénomène d'affaissement minier

Les affaissements miniers sont provoqués par le comblement d'exploitations souterraines associé à une rupture, provoquée ou accidentelle, de l'édifice minier. On distingue principalement deux types d'affaissements : les fontis ou les affaissements généralisés.

Les fontis correspondent à des ruptures localisées et brutales du recouvrement et se manifestent en surface par des entonnoirs de « faible » diamètre (quelques mètres généralement). Cette thèse ne s'intéresse pas à ce phénomène.

Les affaissements correspondent à des ruptures généralisées d'un édifice minier et se manifestent en surface par une dépression du terrain de grande ampleur (plusieurs dizaines à centaines de mètres). La Figure 3 illustre les différentes étapes de l'affaissement d'une mine exploitée par la méthode des chambres et piliers. Selon qu'il existe ou non une couche sus-jacente suffisamment rigide et résistante pour stopper la remontée du vide vers la surface, l'affaissement est qualifié de brutal ou progressif. Les affaissements brutaux peuvent s'accompagner de phénomènes dynamiques qui n'ont pas été pris en compte dans cette étude. Dans tous les cas, la cuvette d'affaissement peut présenter une forme continue ou discontinue, en particulier lorsque l'exploitation est à faible profondeur.

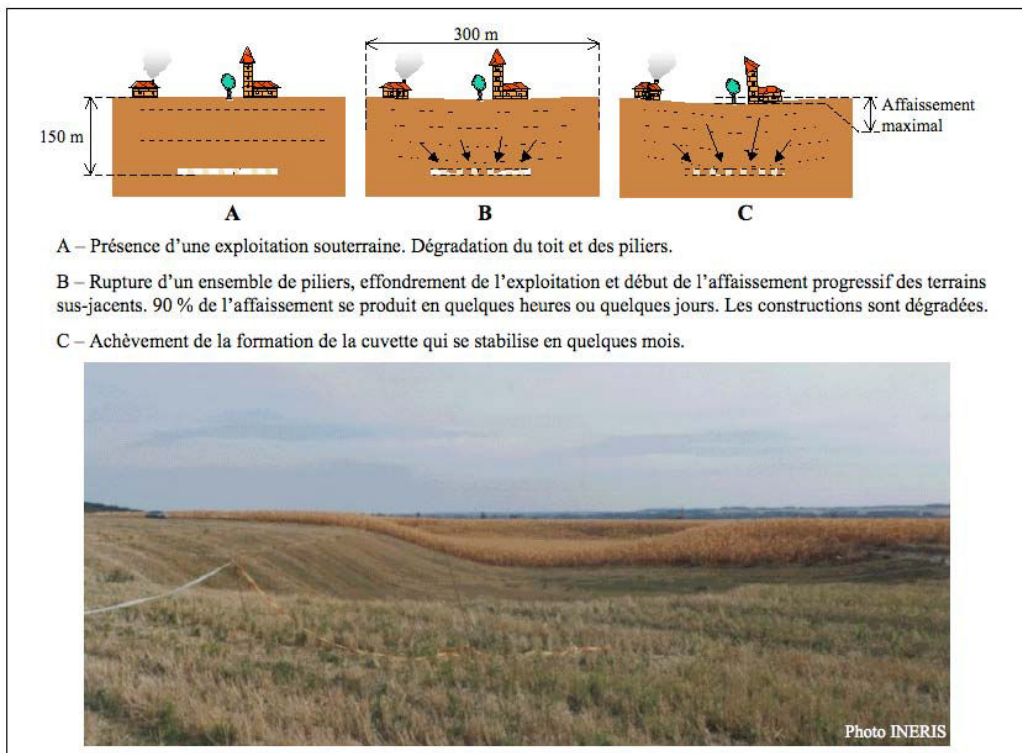


Figure 3. Illustration du phénomène d'affaissement minier progressif (Deck 2002).

L'affaissement minier provoque l'apparition d'une cuvette en surface. La cuvette a une géométrie tridimensionnelle qui dépend de nombreux facteurs liés à la géométrie de l'exploitation, la méthode d'exploitation, la géologie du sous-sol, les propriétés mécaniques des terrains...

La surface subit des déplacements différentiels. Les déplacements verticaux sont à l'origine d'une pente et d'une courbure du terrain qui varie dans la cuvette d'affaissement. Les déplacements horizontaux sont à l'origine d'une déformation horizontale du terrain de type extensif vers l'extérieur de la cuvette et de type compressif vers l'intérieur.

Afin de décrire ces mouvements, il est nécessaire de les projeter sur des plans privilégiés. Deux plans caractéristiques s'imposent : un plan horizontal sur lequel figurent des courbes d'iso-valeur de différents paramètres d'affaissement comme l'affaissement vertical, déplacement, déformation horizontale... et un plan vertical sur lequel sont représentés les profils de variation des mouvements le long d'une coupe radiale de la cuvette (Figure 4). Un certain nombre de grandeurs sont alors définies :

- **W** : largeur de l'exploitation ou largeur du vide souterrain effondré
- **H** : profondeur de l'exploitation. Nous sommes placés ici dans le cas d'un pendage horizontal de la couche exploitée.
- **O** : ouverture de l'exploitation.
- **$\gamma$**  : angle d'influence qui permet de localiser le bord de la cuvette d'affaissement par rapport au bord de l'exploitation. Généralement cet angle est compris entre 10 et 35 degrés.
- **$\delta$**  : angle de fracture qui permet de localiser l'emplacement de la déformation d'extension horizontale maximale du terrain par rapport au bord de l'exploitation. Généralement, cet angle est compris entre -5 et 25 degrés.
- **$\epsilon$**  : déformation horizontale d'un point de la cuvette d'affaissement à la surface du terrain. Une valeur négative correspond à une déformation de compression et une valeur positive à une déformation d'extension ;
- **$\epsilon_c$**  : désignation explicite de la déformation de compression du terrain ;
- **$\epsilon_t$**  : désignation explicite de la déformation de traction du terrain ;
- **$\epsilon_{max}$ ,  $\epsilon_{cmax}$ ,  $\epsilon_{tmax}$**  : valeur maximale dans la cuvette, respectivement, de la déformation (indifféremment de traction ou compression), de la déformation de compression et de celle de traction ;
- **P** : pente d'un point de la cuvette d'affaissement à la surface du terrain ;
- **$P_{max}$**  : pente maximale dans la cuvette ;
- **R** : rayon de courbure d'un point de la cuvette d'affaissement à la surface du terrain. Une valeur négative correspond à une courbure concave (zone de compression vers le centre de la cuvette) et une valeur positive à une courbure convexe (zone d'extension vers les bords de la cuvette) ;
- **U** : déplacement horizontal d'un point de la cuvette d'affaissement à la surface du terrain ;
- **$A_{mc}$**  : Affaissement maximal critique mesuré au centre de la cuvette pour une exploitation d'aire critique ;
- **$A_m$**  : Affaissement maximal mesuré au centre de la cuvette, dans le cas d'une exploitation de largeur critique,  $A_m = A_{mc}$  ;
- **V** : déplacement vertical (affaissement) d'un point de la cuvette d'affaissement à la surface du terrain ;
- **D** : distance entre le bord de l'exploitation et le bord de la cuvette ;  $D = 2.H.tan\gamma$  ;
- **r** : rayon de la cuvette, distance entre le centre de la cuvette et le point d'affaissement nul ;

Les mouvements décrits (affaissement, pente, courbure et déformation) correspondent à ceux des terrains sans la prise en compte de l'influence des éventuelles constructions pouvant les subir.

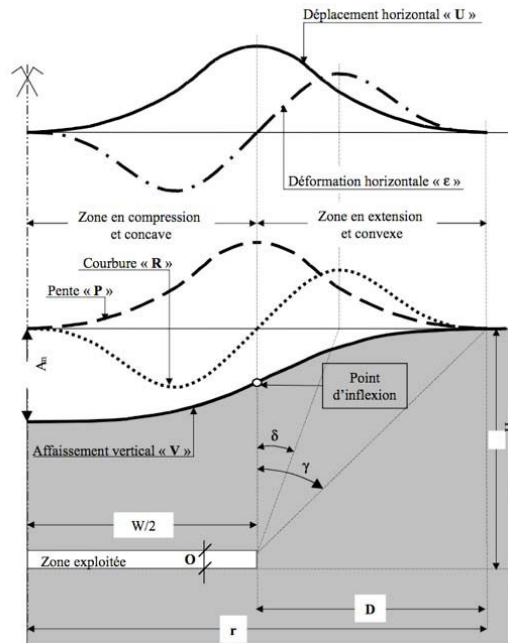


Figure 4. Illustration des mouvements de la surface des terrains et de la géométrie d'une cuvette d'affaissement (Deck 2002).

## 1.2 Description et prévision des différents paramètres d'un affaissement minier

Nous présentons successivement les méthodes de description et prévision de la cuvette d'affaissement (déplacement vertical), de la courbure et de la déformation horizontale en insistant sur ce qui aura une importance dans le cadre de cette thèse. On trouvera des informations plus complètes dans les thèses de Aissaoui (1999) et Deck (2002).

### 1.2.1 Méthode de prévision de l'affaissement vertical

Les méthodes de prévision de l'affaissement vertical sont multiples. Aissaoui (1999) en a fait une étude exhaustive. Il a classé ces méthodes en 5 groupes : méthodes empiriques, semi empiriques, analytiques, physiques et numériques.

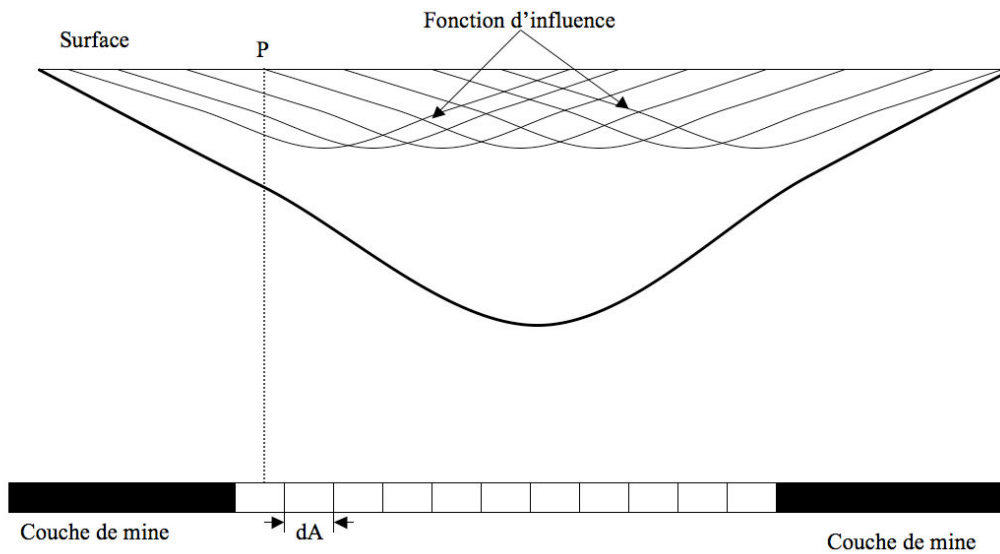
Les méthodes empiriques sont basées sur les résultats observés d'affaissement minier. Elles prennent la forme de formules mathématiques ou d'abaques comme NCB (1975). Par exemple, l'Équation 1 est une relation mathématique développée par King et Whetton (Whittaker et Reddish 1989) pour les mines de charbon en Angleterre.

$$\text{Équation 1} \quad V(x) = \frac{A_m}{2} [1 - \text{Tanh}(2x / D)]$$

Où  $A_m$  est l'affaissement maximum,  $x$  est l'abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement et  $D$  est la distance entre le bord de l'exploitation et le bord de la cuvette.

Les méthodes semi-empiriques sont principalement les fonctions de profil et d'influence. Elles sont basées sur le principe de superposition, mais relèvent de deux types de raisonnement. Les fonctions de profil sont des expressions mathématiques du profil d'affaissement pour une aire exploitée de forme normalisée. En d'autres termes si  $s_1$  et  $s_2$  sont les affaissements en un point de la surface provoqués par une exploitation d'aire  $A_1$  et  $A_2$ , l'affaissement correspondant à l'extraction d'une surface  $A_1+A_2$

vaut  $s_1 + s_2$  (Aissaoui 1999). Les fonctions d'influence sont des expressions mathématiques de l'influence d'un élément infinitésimal d'exploitation sur l'affaissement en surface. Dans ce cas le principe de superposition est appliqué à des parties infinitésimales de l'aire exploitée. On obtient la cuvette finale en considérant la totalité des éléments infinitésimaux de la surface exploitée de la mine. La Figure 5 illustre cette méthode.



**Figure 5. Principe de superposition d'éléments infinitésimaux dans la méthode des fonctions d'influence. Aissaoui (1999)**

Les méthodes physiques utilisent des modèles réduits composés de matériaux artificiels comme la gélatine solidifiée, du sable stratifié, du gypse qui ont des comportements mécaniques analogues à ceux des matériaux du terrain. Les paramètres d'affaissement réel sont alors déduits par homothétie.

Les méthodes numériques comme les éléments finis, les différences finies et les éléments distincts peuvent également être utilisées pour la prévision des affaissements miniers. Elles permettent de prévoir les affaissements et les déformations horizontales à partir des lois de comportement telles que l'élasticité, la plasticité, la viscoplasticité ou en considérant un massif discontinu. Les modèles numériques permettent en particulier de prévoir la forme du profil d'affaissement et la valeur de l'affaissement maximal. Ces méthodes permettent de prendre en compte de nombreux paramètres tels que la nature de la couche exploitée, les terrains de recouvrement, les terrains foudroyés, l'état de contrainte initial, la géométrie réelle de l'exploitation...

Le Tableau 1 reproduit la synthèse de ces méthodes, proposée par Aissaoui (1999). La comparaison des avantages et inconvénients entre ces méthodes, montre que les méthodes basées sur les fonctions d'influence ont beaucoup d'avantages et peu d'inconvénients. La souplesse d'utilisation de ces fonctions et leur aptitude à traiter des cas de géométrie complexe, nous ont incité à les privilégier pour une implémentation dans le simulateur de dommage. Le détail de cette méthode avec plusieurs développements est présenté dans le chapitre 4.

**Tableau 1. Synthèses de méthodes existences pour la prévision des déplacements verticaux d'un affaissement minier (Aissaoui 1999).**

Type	Désignation	caractérisation	Avantages	Limites
Empirique	Abaques anglaise (NCB/SEH)	Courbe de valeur maximum $S_m$ Tables et abaqués	▫ Basée sur les mesures => précise	▫ Difficulté de traitement de géométrie complexe ▫ Facteurs géologiques ne sont pas pris en compte (pendage, discontinuité ...etc)
	Abaques de Sarre	Dessin en coupe Profil de courbe graphique	▫ Facile à utiliser (Souple à programmer)	
Semi empirique	Formule de Donets	Fonction de profil	▫ La cuvette d'affaissement est déterminée à partir des expressions mathématiques (facile à programmer)  ▫ Elle permet de traiter le cas sous critique	▫ La forme de la cuvette ne vérifie pas celle donnée par les mesures ▫ La forme du profil dépend de certains paramètres qui ne sont pas pris en considération ▫ Ne permet pas de traiter les cas complexes (géométrie irrégulière)
	King et Whetton	Fonction de profil		
	Martos	Fonction de profil		
	Hoffman	Fonction de profil		
	Kowalczyk	Fonction de profil		
	Niederhofer	Fonction de profil		
	Kumar, Saxena et Singh	Fonction de profil		
	Kosterin	Fonction de profil		
Bahuguna et al	Fonction de profil			
Semi-empirique	Keinhorst	Fonction d'influence	▫ L'expression mathématique est plus rigoureuse que dans le cas des fonctions de profil ▫ Principe de superposition ▫ Traitement de cas complexes ▫ Son utilisation n'est pas limitée aux facteurs d'extraction	▫ La prévision des déplacements horizontaux est très difficile à réaliser
	Bals	Fonction d'influence		
	Knothe	Fonction d'influence		
	Beyer	Fonction d'influence		
	Sann	Fonction d'influence		
	Litwiniszyn	Fonction d'influence		
	Bräuner	Fonction d'influence		
Analytique	élastique	Loi de comportement	▫ les hypothèses simplificatrices ne permettent pas d'étudier un milieu discontinu	▫ Permet de caractériser le recouvrement des terrains ▫ Permet aussi d'étudier le comportement du toit par analogie avec la théorie des poutres
	Plastique	Loi de comportement		
	viscoélastique	Loi de comportement		
Physique	Jacobi – Everling	Maquette en gypse	▫ Permet d'observer les déformations ainsi que les discontinuités qui peuvent se créer dans le massif.	▫ L'effet d'échelle induit des erreurs importantes sur le calcul d'affaissement
	King-Whetton	Maquette en gélatine		
	Kratzsch	Maquette caoutchouc et tôle d'acier		
Numérique	Arcamone	Eléments finis	1. N'est pas limitée à la disponibilité des mesures d'affaissement. 2. Permet dans tous les cas l'évaluation qualitative des facteurs d'affaissement.	▫ Soit que les discontinuités ne sont pas prises en compte soit que les caractéristiques ne reflètent pas la réalité (très anisotropes et complexes) => le profil ne peut être estimé directement par la modélisation numérique.
	Coultard et al	Eléments distincts		
	Choi et al	Eléments distincts		

### 1.2.2 Pente et courbure du terrain.

La pente, en chaque point de la surface, est la première dérivée de la fonction d'affaissement vertical  $dV(x)/dx$ . De même, la courbure peut être calculée à partir des fonctions théoriques du profil d'affaissement vertical. La formule théorique exacte de la courbure (Équation 2) peut être simplifiée selon l'Équation 3, du fait que la pente de la cuvette est très petite devant l'unité. En pratique, la pente maximale est de l'ordre du pour-cent et son carré est donc très inférieur à l'unité. Il est important de souligner que l'estimation des pentes et courbures par la dérivation de l'affaissement est très imprécise. Il est donc particulièrement important de chercher par ailleurs à quantifier l'amplitude maximale de la courbure. Ainsi, le Tableau 2 regroupe les différentes formules empiriques utilisées à cette fin, qui correspondent toutes à des exploitations d'aire critique.

$$\text{Équation 2} \quad \frac{1}{R} = \frac{\frac{d^2V(x)}{dx^2}}{\sqrt{[1 + (\frac{dV(x)}{dx})^2]^3}}$$



Équation 3  $\frac{1}{R} = \frac{d^2V(x)}{dx^2}$  si  $\frac{dV(x)}{dx} \ll 1$

**Tableau 2. Formules empiriques permettant d'estimer la valeur minimale du rayon de courbure d'une cuvette d'affaissement.**

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

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

### 1.2.3 Déformation horizontale du terrain

Il est fondamental d'estimer la déformation horizontale car elle est directement corrélée à l'importance des dégradations. Elle est cependant difficile à quantifier et nombreux sont les auteurs qui se contentent d'en estimer la valeur maximale. En effet, contrairement aux autres mouvements du terrain qui peuvent se déduire, théoriquement, des formules de l'affaissement vertical, il n'existe presque aucune formule empirique des déplacements horizontaux.

Une première méthode consiste à utiliser la similitude de forme entre le profil de la courbure (fonction de la dérivée seconde de l'affaissement) et celui de la déformation horizontale pour exprimer la déformation en fonction de l'affaissement. Des études ont été réalisées afin de préciser cette ressemblance (NCB 1975, Karmis *et al.* 1984). La Figure 6 présente cinq relations liant la courbure à la déformation. Globalement on observe que la déformation est proportionnelle à la racine carrée de la courbure et seul un coefficient différencie chaque courbe. Ces dernières ont été élaborées à partir de mesures in situ et on constate donc, l'importance de l'effet de site.

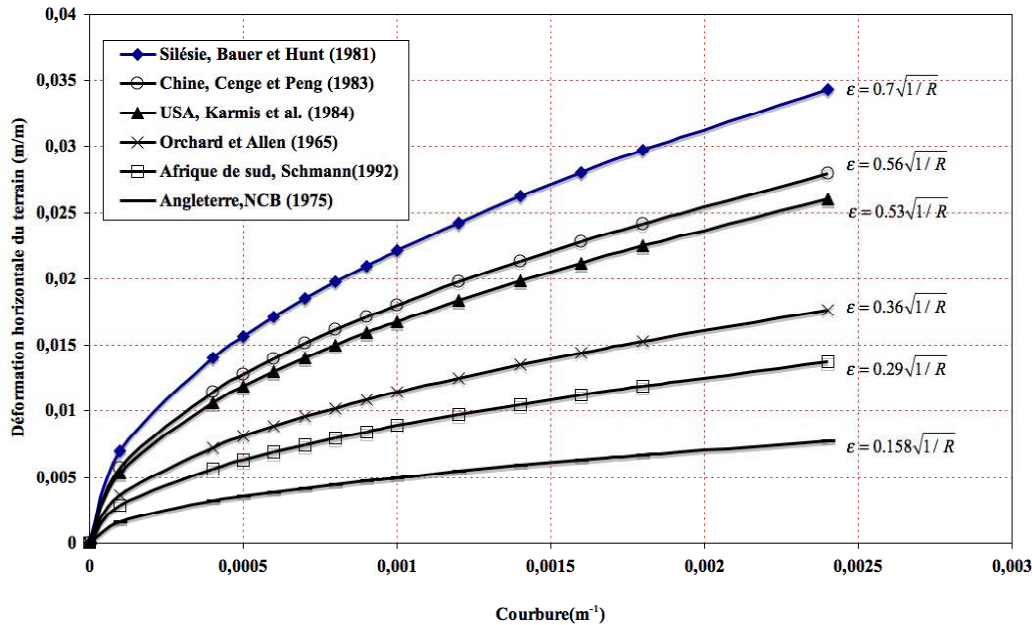


Figure 6. Relations entre la courbure du terrain et la déformation horizontale (Karmis *et al.* 1984, complété par les formules de Schumann 1992 et Orchard et Allen 1965).

Une seconde méthode consiste à utiliser des formules empiriques. Par exemple on peut calculer les déplacements et la déformation horizontale en chaque point au moyen de l'Équation 4, développée par Wardell (Proust 1964) en Angleterre.  $U$  est le déplacement horizontal en mètre,  $\varepsilon$  est la déformation horizontale,  $x$  est l'abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement et  $\varepsilon_{\max}$  est la valeur maximale de la déformation horizontale dans toute la cuvette.

$$\begin{aligned} U(x) &= 0,18 A_m / \left[ \text{Cosh}(6 \cdot x / H) \right]^2 \\ \text{Équation 4} \quad \varepsilon(x) &= 2,4 \cdot A_m / H \cdot \text{Tanh}(6 \cdot x / H) / \left[ \text{Cosh}(6 \cdot x / H) \right]^2 \\ \varepsilon_{\max} &= 0,93 \cdot A_m / H \end{aligned}$$

La déformation maximale est généralement supposée être proportionnelle au ratio  $A_m/H$  ( $\varepsilon_{\max} = K \cdot A_m/H$ ). Cependant, on observe une certaine diversité des coefficients de proportionnalités compris entre 0,06 et 2,2, alors que la plupart sont compris entre 0,5 et 1 (Deck 2002). L'ordre de grandeur de la déformation horizontale est de quelques millimètres par mètre. Les valeurs maximales en zone de compression et en zone de traction ne sont pas nécessairement identiques et peuvent alternativement être supérieures l'une à l'autre.

### 1.3 Les affaissements lorrains

Le bassin ferrifère lorrain a été exploité de manière intensive à partir de la fin du XIXe siècle, après la découverte du procédé Thomas-Gilchrist permettant de déphosphorer la minette lorraine. Après une augmentation de la production jusqu'aux années 1960, où 63 millions de tonnes de minette ont été extraites, la production a chuté devant la concurrence internationale. La dernière exploitation a été fermée en 1997. Différentes techniques d'exploitation ont été utilisées, qu'on peut séparer en deux grandes catégories : les exploitations par dépilage et les exploitations par chambres et piliers abandonnés. Les premières consistaient à exploiter le minerai en laissant en place un nombre minimum de piliers, puis à les foudroyer afin de provoquer l'effondrement de l'excavation ainsi que

l'affaissement des terrains en surface. La seconde consistait à laisser un nombre suffisant de piliers afin d'assurer la stabilité de l'excavation à long terme. Cette seconde méthode était privilégiée à proximité des zones urbanisées où l'affaissement des terrains en surface n'était pas souhaité. Dans de nombreux cas, des stots de protection ont été conservés sous les zones urbanisées afin de prévenir tout risque d'affaissement (Geoderis, 2000). Ce sont les exploitations, par chambres et piliers qui posent des problèmes aujourd'hui. L'origine de la rupture des piliers, censés résister au poids des terrains sus-jacents à long terme, est multiple et fait l'objet de nombreuses recherches dans le cadre du GISOS. Nous pouvons, malgré tout, en énumérer quelques-unes :

- Le sous-dimensionnement des piliers ;
- La mauvaise superposition des piliers dans le cas de couches exploitées superposées ;
- La remontée des eaux d'exhaures, après l'arrêt du pompage ;
- Le vieillissement des géomatériaux et l'altération de leurs propriétés mécaniques ;
- Le comportement différé des géomatériaux.

Le premier affaissement accidentel dont nous ayons gardé une trace est l'affaissement brutal de Sainte Marie en 1932. Ensuite, la ville de Jarny en 1949, celle d'Auboué en 1972 et celle de Crusnes en 1975 subissaient à leur tour un affaissement accidentel, cette fois progressif. C'est dire que les récents affaissements progressifs de 1996 à 1999, à Auboué, Moutiers et Roncourt, ont davantage confirmé l'existence d'un problème qu'ils ne l'ont révélé. Le Tableau 3 récapitule les principales caractéristiques des affaissements accidentels progressifs répertoriés qui ont affecté le bassin ferrifère lorrain.

**Tableau 3. Présentation des affaissements miniers référencés dans le bassin ferrifère lorrain.(Deck 2002)**

Date et lieu de l'affaissement	Profondeur de l'exploitation « H »	Ouverture de l'exploitation « O »	Taux de défrètement de l'exploitation « τ »	Angle d'influence moyen de l'affaissement "γ"	Affaissement maximal mesuré « Am »	Diamètre moyen de la cuvette "2.r"	Nombre de bâtiments dégradés par l'affaissement
Jarny 1949	200 m	5 m	53 %	Non renseigné	1,2 m	Non renseigné	Non renseigné
Auboué 1972	Non renseigné	Non renseigné	Non renseigné	Non renseigné	Non renseigné	Non renseigné	Non renseigné
Crusnes 1975	180 m	3,8 m	50 %	Non renseigné	0,88 m	Non renseigné	Non renseigné
Auboué (rue de Metz) 1996	150 à 162 m	6 m	45 %	Non renseigné	2,23 m	400 à 600 m	130
Auboué (cité Coinville) 1996	170 m	5 m	53 %	Non renseigné	1,23 m	200 à 400 m	100
Moutiers (Haut) 1997	120 m	4 m	55 %	Non renseigné	1,38 m	400 à 500 m	70
Moutiers (stade) 1997	140 m	2,5 m	55 à 60 %	Non renseigné	> 0,55 m	150 à 300 m	60
Roncourt 1999	150 m	2,5 m	53 %	26° à 38°	0,65 m	150 à 300 m	18

Le Tableau 3 met en évidence l'importance du nombre de bâtiments impactés lors d'un affaissement. L'aléa minier constitue un enjeu important pour la Lorraine et en particulier pour la ville de Joeuf qui est utilisée comme site pilote pour l'application du simulateur de dommage (Cf. Chapitre 5). La partie suivante présente l'état des connaissances relatives au comportement des bâtiments en zone d'affaissement.

#### 1.4 Conséquence des affaissements sur le bâti

Un des objectifs de cette recherche est d'évaluer la vulnérabilité des ouvrages en zone d'affaissement minier. Pour cela, premièrement, nous avons recensé les différents comportements possibles des bâtiments, observés ou présumés, vis-à-vis des mouvements des terrains. En particulier, nous insistons sur les processus élémentaires à l'origine des dégradations.

## 1.4.1 Comportement d'un bâtiment

### a) Déformation horizontale

La déformation horizontale du terrain peut être une compression ou une traction. Elle a une action sur la structure selon deux modes de transmission principaux : une poussée du terrain (uniquement pour la compression) (Figure 7-a) et un frottement du terrain le long de la structure (Figure 7-b). Le comportement d'une structure en zone de déformation horizontale a été étudié par de nombreux chercheurs : Kratzsch (1983), Arcamone (1980), Soots (1969), Burland et al. (1977), Burland et Wroth (1974), Neuhaus (1965), Geddes (1984), Lesage (1954), Speck et Bruhn (1995), Boon (1996), Son et Cording (2005, 2007, 2008)... La Figure 7 synthétise ce comportement. Une question fondamentale concerne la transmission intégrale ou partielle des mouvements du terrain à la structure. Autrement dit, quelle proportion de la déformation du terrain se transmet-elle à la structure ? Le taux de transmission de la déformation horizontale dépend de la rigidité relative d'une construction par rapport à celle du terrain. Plusieurs auteurs comme Ji-Xian (1985 et 1992), Klezhev *et al.* (1980), Boscardin et Cording (1989), Potts et Addenbrooke (1997) ont essayé de quantifier le taux de transmission pour des ouvrages rigides en béton ou maçonnerie renforcée ou pour des ouvrages souples métalliques. Par exemple selon l'étude de Boscardin et Cording (1989) l'ordre de grandeur de ce paramètre est de 10 à 30% pour les bâtiments rigides et de 30 à 100% pour les bâtiments souples.

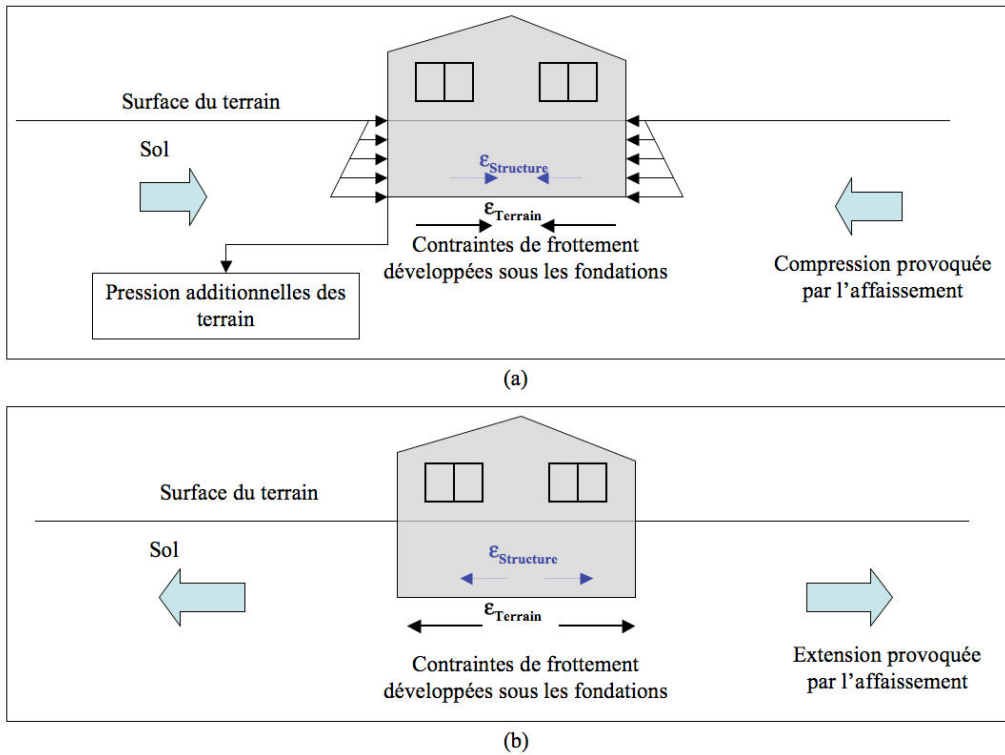


Figure 7. Comportement d'une structure vis-à-vis de la déformation horizontale du terrain.

### b) Courbure

La courbure du terrain est de deux ordres : concave ou convexe. La zone concave se situe vers le centre de la cuvette et la zone convexe vers les bords de la cuvette. Les auteurs qui se sont intéressés au comportement des structures en zone de courbure ont produit de nombreux schémas : Attewell et

Yeates (1984), Boscardin et Cording (1989), Kratzsch (1983), Arcamone (1980), Soots (1969), Burland *et al.* (1977), Burland et Wroth (1974), Neuhaus (1965), Geddes et Kennedy (1984), Potts et Addenbrooke (1997), Franzius *et al.* (2005)... La Figure 8 synthétise le comportement d'une structure vis-à-vis de la courbure du terrain. La question fondamentale, qui apparaît de nouveau est d'évaluer le taux de transmission de la courbure du terrain. La rigidité relative entre le sol et les structures joue alors un rôle essentiel. Les structures souples en flexion (faible hauteur, grande longueur, structures en portiques...) subiront une courbure proche de celle provoquée par l'affaissement, alors que les structures rigides (grande hauteur, petite longueur, murs en bétons et maçonnerie) s'opposeront à la transmission de la courbure. Plusieurs auteurs comme Boscardin et Cording (1989), Potts et Addenbrooke (1997) ont calculé le taux de transmission de la courbure ou de la déflexion du terrain au bâtiment. Par exemple Boscardin et Cording (1989) ont proposé une gamme de 15 à 50% pour des bâtiments rigides et 50 à 75% pour des bâtiments souples.

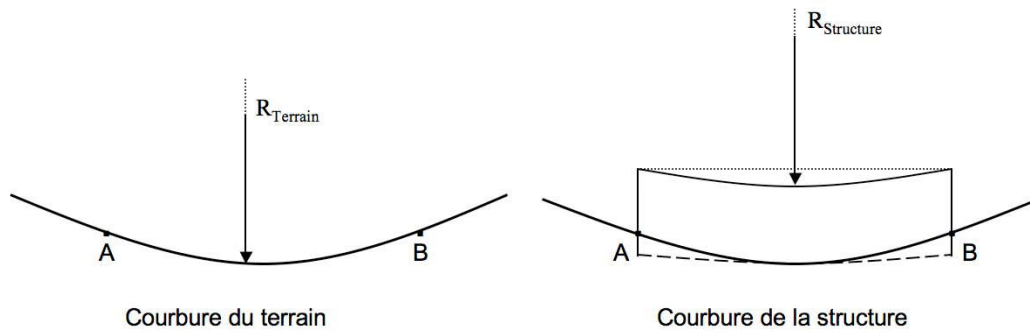


Figure 8. Comportement d'une structure vis-à-vis de la courbure du terrain.

### c) Comportement global

Le comportement d'ensemble d'un bâtiment, vis-à-vis du cumul de la déformation et de la courbure des terrains, a fait l'objet d'un nombre restreint d'études. Les deux paragraphes précédents laissent déjà entrevoir l'incertitude sur le comportement du bâti vis-à-vis de chacun des mouvements élémentaires des terrains. La Figure 9 présente trois schémas de comportement, numérotés de "1" à "3" et présentés par Kratzsch (1983). On retiendra de ces schémas la question de la position de la fibre neutre de la structure si celle-ci est modélisée par une poutre. Cette question sera détaillée dans le chapitre 3 car elle a une influence sur les méthodes analytiques d'évaluation des dommages.

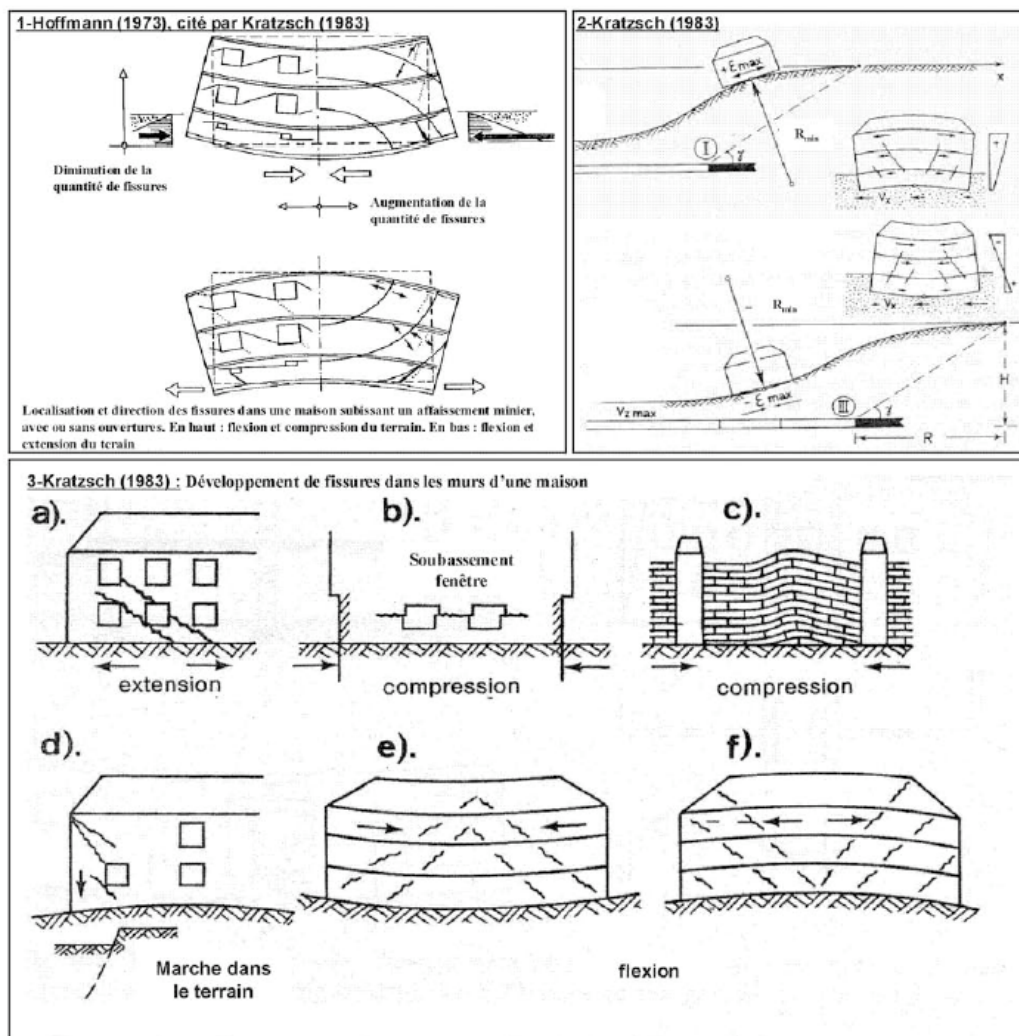


Figure 9. Schémas présentant les comportements possibles d'une structure vis-à-vis du cumul de la déformation et de la courbure des terrains.

#### 1.4.2 Méthodes de prévision des dommages

Des méthodes pour l'évaluation des dommages en zone d'affaissement minier ont été élaborées dans les différents pays où se sont produits des affaissements miniers (Angleterre, Etats-Unis, Pologne, Afrique du Sud...). La plupart de ces méthodes sont empiriques, car basées sur l'exploitation de données d'observation de dommages des bâtiments. Il existe également des méthodes basées sur des calculs mécaniques, analytiques simples (Deck 2002).

Une majorité de méthodes utilisent la déformation horizontale du sol comme paramètre d'intensité pour évaluer le dommage des bâtiments. Ce chapitre se limite à une brève description et comparaison de ces méthodes. Le détail des méthodes empiriques est présenté dans le chapitre 2 et le détail des méthodes analytiques est présenté dans le chapitre 3.

Les méthodes empiriques peuvent être très simples, comme la méthode du NCB (1975) qui ne considère qu'un seul paramètre pour caractériser le bâtiment (longueur) ou très détaillées avec des méthodes pondérales comme la méthode de Kwiatek (1998) qui considère 15 paramètres pour

caractériser le bâtiment. Les méthodes de Dzegniuk *et al.* (1997) et de Yu *et al.* (1988) considèrent un nombre intermédiaire de paramètres. Les méthodes simples sont peu précises et les méthodes pondérales assez compliquées à mettre en oeuvre. Un premier enjeu de cette thèse est de développer des fonctions de vulnérabilité basées sur ces méthodes empiriques.

Les méthodes analytiques reposent sur une modélisation des bâtiments par une poutre, au sens de la résistance des matériaux (Burland et Wroth, 1995 et Boscardin et Cording 1989). L'influence de l'affaissement est caractérisée par des déplacements imposés à la structure et on calcule analytiquement les déformations principales dans la structure afin d'en déduire un niveau de dommage. Un second enjeu de cette thèse est de développer des fonctions de vulnérabilité basées sur ces méthodes analytiques.

En effet, les fonctions de vulnérabilités utilisées vis-à-vis de l'aléa sismique en particulier apparaissent comme un compromis satisfaisant entre validité des résultats, précision et simplicité d'utilisation. Le chapitre suivant s'intéresse naturellement à la définition des fonctions de vulnérabilité et la manière de les utiliser.

## 1.5 Fonctions de vulnérabilité

L'analyse de la vulnérabilité du bâti existant est un exercice difficile en raison de la quantité d'ouvrages concernés, de l'incertitude relative à la sollicitation et des incertitudes relatives aux différentes méthodes d'évaluation des dommages. Des difficultés similaires existent dans de nombreux domaines, et en particulier dans le contexte de la vulnérabilité vis-à-vis de l'aléa sismique. La réponse apportée repose sur le développement de fonctions de vulnérabilité. De nombreux chercheurs se sont déjà inspirés du génie parasismique pour développer des fonctions de vulnérabilité vis-à-vis d'aléas naturels tels que l'aléa volcanique (Spence *et al.* 2005) et les tsunamis (Reese *et al.* 2007, Ronald et Hope 2008).

Les fonctions de vulnérabilités définissent les dommages en fonction de l'intensité de l'aléa. Deux familles de méthodes sont généralement utilisées pour développer des fonctions de vulnérabilité : d'une part, les méthodes empiriques, fondées sur le retour d'expérience et sur des caractéristiques structurales sommaires des bâtiments et qui sont utilisées à l'échelle de villes ou de régions (HAZUS 1999, Lagomarsino *et al.* 2003 et McGuire 2004) ; d'autre part, pour un nombre plus restreint de bâtiments, les méthodes analytiques basées sur une modélisation plus ou moins sophistiquée du bâtiment. En génie parasismique, on utilise la courbe de capacité du bâtiment reliant les forces aux déplacements (méthode du Push-over, HAZUS 2003) ou un modèle numérique complet. La combinaison avec un aléa (déterministe ou probabiliste) permet d'estimer l'endommagement de la structure.

Pour développer des fonctions de vulnérabilité, il faut définir une typologie des bâtiments et choisir un critère d'intensité de l'aléa à partir duquel seront estimés les dommages dans les bâtiments. L'utilisation d'une méthode analytique ou empirique d'évaluation des dommages ou l'exploitation d'une base de données de bâtiments dégradés permet de construire une courbe de vulnérabilité associée à chaque type de bâtiment. Le développement de fonctions de vulnérabilité pour les bâtiments en zone d'affaissement minier constitue une part importante du travail effectué pendant cette thèse (chapitres 2 et 3). Nous décrivons par la suite les fonctions de vulnérabilité utilisées en génie parasismique de manière plus détaillée afin de dégager une méthodologie adaptée pour le développement de fonctions de vulnérabilité en zone d'aléa minier.

### 1.5.1 Typologie des bâtiments

Le développement de fonctions de vulnérabilité repose sur l'utilisation d'une typologie des bâtiments adaptée à l'aléa considéré. Pour le développement d'une typologie, il faut connaître le comportement des bâtiments vis-à-vis de l'aléa et identifier les paramètres caractéristiques de sa vulnérabilité (type de structure, matériaux, année de construction, état d'entretien, fonction du bâtiment...).

Par exemple le HAZUS (2003) est une méthodologie développée par le National Institute of Building Science (NIBS) et supportée par la Federal Emergency Management Agency (FEMA). Cette méthode considère deux critères typologiques. Ce sont la classe d'occupation du bâtiment (33 classes d'occupations sont définies comme les classes résidentielles, commerciales, industrielles...) et le système structural i.e. type de bâtiment (36 types de bâtiments sont définis comme les bâtiments en maçonnerie avec ou sans système de renforcement...). Le Tableau 4 détaille ces 36 types et on peut observer que les matériaux, les renforcements et la hauteur sont les principaux paramètres utilisés pour évaluer le comportement des bâtiments en zone d'aléa sismique.

La classe d'occupation est un facteur utilisé pour déterminer les pertes économiques. Les dommages « physiques » dépendent essentiellement du type de bâtiment, puisque le système structural est considéré comme le facteur clé dans l'évaluation des dommages.

**Tableau 4. 36 typologie des bâtiments selon le HAZUS (HAZUS 2003)**

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame ( $\leq$ 5,000 sq. ft.)		All	1	14
2	W2			All	2	24
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4-7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1-3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4-7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame	Low-Rise Mid-Rise High-Rise	All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4-7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4-7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4-7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	20
20	C2M		Mid-Rise	4-7	5	50
21	C2H		High-Rise	8+	12	120
22	C3L	Concrete Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	20
23	C3M		Mid-Rise	4-7	5	50
24	C3H		High-Rise	8+	12	120
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	15
26	PC2L	Precast Concrete Frames with Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	20
27	PC2M		Mid-Rise	4-7	5	50
28	PC2H		High-Rise	8+	12	120
29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
30	RM1M		Mid-Rise	4+	5	50
31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
32	RM2M		Mid-Rise	4-7	5	50
33	RM2H		High-Rise	8+	12	120
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1-2	1	15
35	URMM		Mid-Rise	3+	3	39
36	MH	Mobile Homes		All	1	12



La méthode ATC 13 (ATC 1985) est la première méthode globale pour l'évaluation des dommages. Elle a été développée par *Applied Technology Council* aux Etats-Unis et repose sur une typologie qui a été développée pour les bâtiments en Californie. Cette typologie a fait l'objet d'évolutions pour les bâtiments dans d'autres régions (ATC 1988, Carlos *et al.* (2005) pour l'état de British Columbia au Canada).

Cette typologie prend en compte les matériaux (maçonnerie, béton armé, acier, bois...), le système structural, la hauteur et les renforcements ou dispositifs parasismiques. Pour l'illustrer, le Tableau 5 présente différents types ainsi définis. Les types sont nommés par des acronymes. Par exemple le type CMFLR désigne les bâtiments constitués de cadres en béton de faible hauteur « Concrete Moment Frame Low Rise » (Carlos *et al.* 2005).

En conclusion, il apparaît nécessaire de développer une typologie similaire pour les bâtiments en zone d'affaissement minier. La typologie développée est présentée dans le chapitre 2.

**Tableau 5. Illustration des types de bâtiments définis selon la méthode ATC 13 (Carlos *et al.* 2005).**

Catégorie principale	Nom du Type	Remarques
Maçonnerie	RMMR	<b>Reinforced Masonry shear wall Medium Rise</b>
	URMLR	<b>Unreinforced Masonry bearing wall Low Rise</b>
Béton armé	CFCWLR	<b>Concrete Frame with Concrete Walls Low Rise</b>
	CMFLR	<b>Concrete Moment Frame Low Rise</b>
Acier	SMFMR	<b>Steel Moment Frame Medium Rise</b>
	SFCWHR	<b>Steel Frame with Concrete Walls High Rise</b>

### 1.5.2 Intensité de l'aléa

L'aléa est un événement, naturel pour notre étude, caractérisé par une intensité associée à une probabilité d'occurrence. L'évaluation de l'intensité des aléas est souvent complexe et incertaine. Lorsqu'on dispose de données sur une grande période, on peut évaluer une période de retour pour différentes intensités. Mais cela ne rend pas toujours compte des phénomènes extrêmes, les moins fréquents, qui sont également les plus destructeurs. En l'absence de données historiques, l'évaluation de l'intensité nécessite des études prospectives.

En génie parasismique, l'intensité est quantifiée soit par l'accélération maximale du sol qui est une grandeur physique caractéristique d'un séisme en un lieu, soit par l'intensité macrosismique qui est une grandeur qualitative caractéristique des conséquences d'un séisme en un lieu (échelle MSK ou EMS 98 (Grunthal 1998) par exemple). Vis-à-vis des tsunamis, l'intensité est exprimée par la hauteur ou la vitesse de l'eau (Reese *et al.* 2007).

Vis-à-vis des affaissements miniers, les critères d'intensités peuvent être la déformation horizontale du terrain, la pente, la courbure, la déflexion ou les tassements différentiels des structures. Nous choisirons par la suite la déformation horizontale, qui est le paramètre le plus utilisé dans les méthodes empiriques d'évaluation des dommages (chapitres 2 et 3).





### 1.5.3 Échelle des dommages

L'échelle des dommages permet de hiérarchiser les dommages des bâtiments. Pour une majorité d'aléas, les échelles de dommage élaborées sont constituées d'environ 5 niveaux. Par exemple,

l'échelle utilisée par le HAZUS comporte 5 niveaux de dommages : D0 pour l'absence de dommages ; D1 pour les dommages légers ; D2 pour les dommages modérés ; D3 pour les dommages sévères ; D4 pour les dommages très sévères (Tableau 6). En complément à l'endommagement structurel, des classes d'endommagement non structurel sont également prises en compte, pour différents éléments non structuraux, tels que les cloisons ou les équipements électriques (HAZUS 2003).

Par exemple les niveaux de dommage pour les bâtiments de classe W1 (Light-Frame Wood Buildings, Tableau 4) sont décrits dans le Tableau 6.

**Tableau 6 : états de dommage pour bâtiment de class W1 (HAZUS 2003)**

Niveau de dommage		Description
	Léger	Occurrence de petites fissures dans les plâtres, localisées aux coins des portes et fenêtres et à l'intersection plafond-mur, de petites fissures dans les cheminées en maçonnerie et les placages sur maçonneries. De petites fissures sont supposés être visibles avec une largeur maximale inférieure à 1/8 de pouce (les fissures supérieures à 1/8 de pouce sont considérées comme des "grandes" fissures).
	Modéré	Occurrence de grandes fissures dans les plâtres, au coin des ouvertures comme les portes et fenêtres ; apparition de petites fissures diagonales dans les murs de cisaillement ; larges fissures dans les cheminées de briques ; renversement de hautes cheminées en maçonnerie.
	Sévère	De grosses fissures diagonales dans les murs de cisaillement ou de grandes fissures aux joints des panneaux de contreplaqué ; mouvements latéraux permanents d'étages et du toit; renversement de la plupart des cheminées de briques; fissures dans les fondations; rupture des seuils en bois et/ou de glissement de l'ouvrage sur ses fondations.
	Très sévère	La structure peut subir de grands déplacements latéraux permanents, ou être en situation d'effondrement en raison de la défaillance des parois porteuses ou de la rupture du système de contreventement ; certaines structures peuvent glisser et s'effondrer à coté de leurs fondations ; fissures importantes dans les fondations. En moyenne, trois pourcent de la superficie totale des bâtiments avec des dommages très sévères est effondré.

#### 1.5.4 Définition de fonction vulnérabilité

L'occurrence d'un aléa, d'une d'intensité donnée, ne provoque pas les mêmes dommages à l'ensemble des bâtiments d'un même type. La variabilité du dommage, pour une même intensité, peut s'expliquer par des variations locales de l'intensité réelle de l'aléa ou par l'existence de différences de comportement du bâti, impossibles à identifier, en raison de défauts particuliers, d'hétérogénéités dans le terrain... Les fonctions de vulnérabilités permettent de tenir compte de cette variabilité.

Les méthodes utilisant des fonctions de vulnérabilité font plus précisément appel à trois éléments :

- la matrice de probabilité de dommage (DPM) qui renseigne sur la répartition des dommages d'un type de bâti dans l'échelle de dommages utilisée en fonction de la valeur de l'intensité.
- La courbe de vulnérabilité qui est une représentation graphique synthétique de la DPM et qui représente la moyenne des dommages d'un type de bâti en fonction de la valeur de l'intensité. La courbe de vulnérabilité est ensuite modélisée par une fonction de vulnérabilité.
- Les courbes de fragilité qui est une représentation graphique de la DPM et qui représentent les probabilités de dépasser chaque classe de dommage. Les courbes de vulnérabilités sont ensuite modélisées par des fonctions de fragilité.

**a) Matrice de probabilité de dommage (DPM)**

La matrice de probabilité de dommages est développée pour chaque type de bâtiment. C'est une matrice qui définit la probabilité d'occurrence de chaque catégorie de dommage pour chaque intensité d'aléa. La probabilité de dommages dans chaque classe de dommage "P(D<sub>i</sub>)" est alors calculée avec l'Équation 5.

$$\text{Équation 5} \quad P(D_i) = \frac{N(D_i)}{n}$$

N(D<sub>i</sub>) est le nombre de bâtiments dans la classe de dommage D<sub>i</sub> et n le nombre total de bâtiments du type étudié. Ce calcul est répété pour chaque classe de dommage et exige une analyse détaillée d'un grand nombre de bâtiments représentatifs de la classe considérée. Par exemple, on peut voir dans le Tableau 7 une matrice de probabilité de dommages pour le type CFCWHR (Concrete Frame with Concrete Walls High Rise) dans l'état de British Columbia au Canada.

**Tableau 7. Matrice de probabilité de dommages pour les bâtiments de type CFCWHR dans l'état de British Columbia, vis-à-vis de l'aléa sismique (Carlos et al. 2005). Les valeurs représentent la probabilité ou la proportion des bâtiments subissant un niveau de dommage pour une intensité donnée.**

Intensité é Catégories de domma ges	VI	VII	VIII	IX	X	XI	
Aucun domma ge (0)	12,0	2,0	0	0	0	0	
Très Léger (1)	73	30	2	0	0	0	
Léger (2)	15	65	57	15	0	1	
Modéré (3)	0	3	40	66	61	28	
Sévère (4)	0	0	1	18	35	55	
Très Sévère (5)	0	0	0	1	3	16	
Détruit (6)	0	0	0	0	0	0	

## b) Courbes de Vulnérabilité

La courbe de vulnérabilité présente la relation entre la moyenne des dommages et l'intensité de l'aléa. La moyenne de dommage pour chaque intensité  $\mu_D(I)$  pour un type de bâtiment est calculée selon l'Équation 6.

$$\text{Équation 6} \quad \mu_D(I) = \sum_{i=1}^4 P(D_i) \cdot D_i$$

Où  $\mu_D(I)$  est la moyenne de dommages pour la valeur d'intensité  $I$ .  $P(D_i)$  est la probabilité de dommages dans la catégorie de dommage  $D_i$ . Par exemple pour les bâtiments du type CFCWHR dans l'état de British Columbia, la matrice de probabilité de dommages (Tableau 7) permet de calculer la moyenne des dommages (Tableau 8).

**Tableau 8. Illustration de la moyenne de dommage  $\mu_D$  pour le type de CFCWHR de l'état de British Columbia.**

Intensité	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
$\mu_D$	1,03	1,69	2,4	3,05	3,38	3,86	4,26

Lagomarsino et Giovinazzi (2006) ont considéré l'index de vulnérabilité ( $V$ ), qui est un paramètre continu pour caractériser la résistance d'un type de bâtiment vis-à-vis d'une sollicitation sismique. L'intervalle de variation est forfaitairement compris entre 0 (bâtiment les moins vulnérables) et 1 (bâtiments les plus vulnérables). Aussi il est possible de développer une expression analytique entre la moyenne de dommages «  $\mu_D$  », l'intensité «  $I$  » et l'index de vulnérabilité «  $V$  ». Ces expressions sont obtenues par régression statistique (Lagomarsino et Giovinazzi 2006). Ils font apparaître un nouveau paramètre «  $Q$  », appelé index de ductilité, qui est un paramètre important pour l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments aux séismes. Cet indice  $Q$  caractérise le taux d'augmentation des dommages en fonction de l'intensité. Pour la majorité des types de bâtiments, sa valeur est comprise entre 2 et 3 (Dina et D'Ayala 2005). La fonction mathématique calculée pour les courbes de vulnérabilité sont des fonctions de vulnérabilité, illustrées par l'Équation 7. (Lagomarsino et Giovinazzi 2006).

$$\text{Équation 7} \quad \mu_D = 2.5 \left[ 1 + \tanh \left( \frac{1 + 6.25V - 13.1}{Q} \right) \right]$$

La fonction de vulnérabilité décrite par l'Équation 7 est non linéaire et basée sur la fonction tangente hyperbolique. Par exemple pour le type de bâtiment CFCWHR de l'état de British Columbia selon le Tableau 8 la courbe de vulnérabilité avec l'expression mathématique de cette courbe est présentée sur la Figure 10.

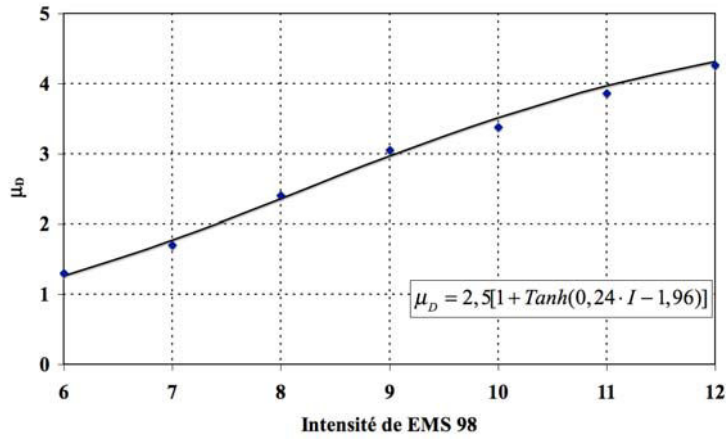


Figure 10. Courbe de vulnérabilité et son expression mathématique pour le type CFCWHR

c) Courbes de fragilité

Les courbes de fragilité (Figure 11) définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages, structurel ou non structurel, pour une valeur donnée de l'intensité d'aléa. La Figure 11 représente schématiquement ces courbes.

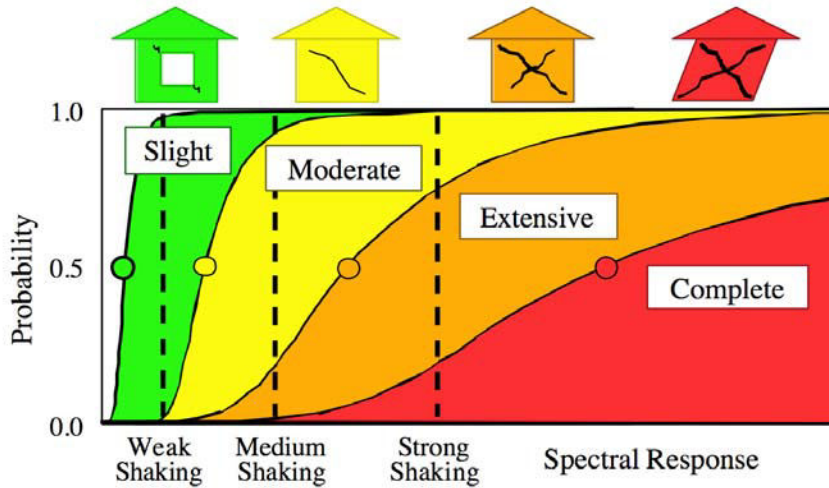


Figure 11. illustration des courbes de fragilité pour 4 catégories de dommages (HAZUS 2003).

Pour développer ces courbes à partir de la DPM, il faut calculer la probabilité d'atteindre ou dépasser chaque catégorie de dommage pour chaque intensité. Ces courbes sont la représentation graphique de la DPM. Dans le cas du programme HAZUS, ces courbes ont été mises au point à partir d'extrapolations des données liées aux dommages observés, sur avis d'experts ainsi que sur des tests en laboratoire (ATC 1985). Les courbes de fragilité peuvent alors être modélisées. On utilise par exemple la distribution normale cumulée selon l'Équation 8 (Kircher *et al.* 1997, Chiroiu L. 2004).

Équation 8 
$$P[\text{Dommage} \geq D_i / I] = \phi\left[\frac{\ln(I) - \mu}{\sigma}\right]$$

Avec  $P[\text{Dommage} \geq D_i / I]$  la probabilité d'atteindre ou dépasser un niveau de dégât donné  $D_i$  pour un Intensité  $I$ ,  $\phi$  la distribution normale cumulée,  $\mu$  est le logarithme népérien de la valeur moyenne (ou

médiane, car ils sont égaux pour cette distribution de probabilité particulière (Carlos *et al.* 2005)) de l'intensité au cours de laquelle le bâtiment atteint le seuil de dommages de catégorie  $D_i$  et  $\sigma$  le logarithme népérien de l'écart type de l'intensité  $I$  pour le niveau d'endommagement ou degré de dommage  $D_i$ .

L'Équation 8 peut également être écrite sous la forme :

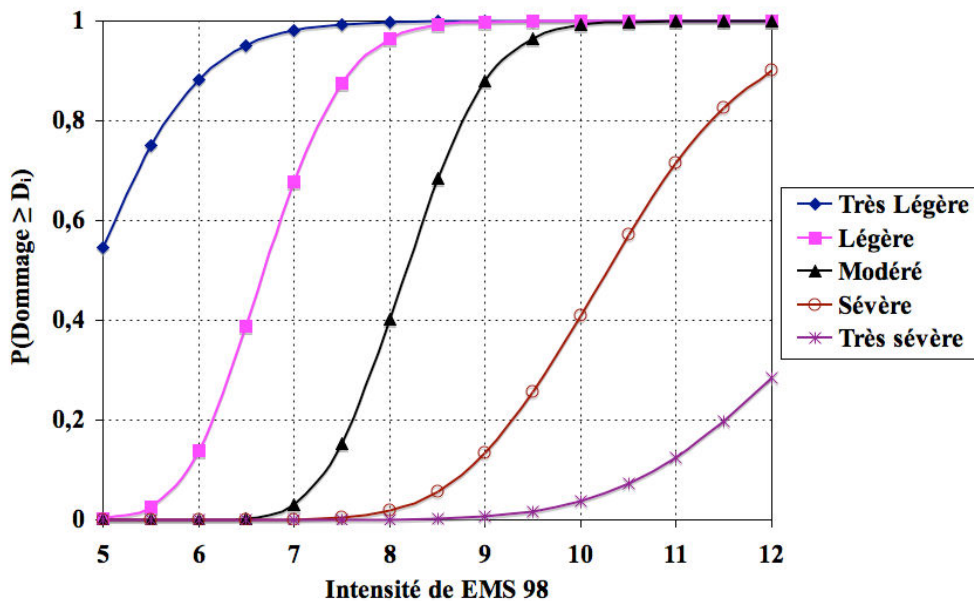
$$\text{Équation 9} \quad P[\text{Dommage} \geq D_i / I] = \int_0^I \frac{1}{I\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(I)-\mu}{\sigma}\right)^2\right] dI$$

La moyenne  $\mu$  et l'écart type  $\sigma$  de l'intensité sont obtenues à partir de l'observation des plages d'intensité associées à chaque degré de dommage. Les courbes de fragilité expriment donc la probabilité d'endommagement en fonction de l'intensité  $I$ . On utilise ces courbes en exprimant qu'un certain pourcentage de bâtiments parmi le nombre total de bâtiments de la classe considérée, est susceptible de subir un degré d'endommagement supérieur ou égal à un niveau donné sous l'action d'un aléa d'intensité donnée (HAZUS 2003, Belmouden et Lestuzzi 2006).

Pour appliquer les équations mathématiques des courbes de fragilité, il est nécessaire de quantifier les valeurs de  $\mu$  et  $\sigma$  dans l'Équation 8 et Équation 9 pour chaque catégorie de dommage. Par exemple ces valeurs pour le type CFCWHR de l'état de British Columbia au Canada sont données dans le Tableau 9. Les résultats sont illustrés sur la Figure 12.

**Tableau 9 : Paramètres  $\mu$  et  $\sigma$  de la distribution log-normale cumulée (courbes de fragilité) pour les bâtiments de type CFCWHR de l'état de British Columbia (Carlos *et al.* 2005).**

Très Léger	Légère	Modéré	Sévère	Très sévère	Ruine
1,59 et 0,17	1,9 et 0,1	2,1 et 0,083	2,33 et 0,12	2,57 et 0,15	2,69 et 0,11



**Figure 12. Courbes de fragilité pour les bâtiments de type CFCWHR dans l'état de British Columbia.**

Il est évidemment possible de calculer la probabilité de chaque catégorie de dommage (ie. la DPM) avec les courbes de fragilité. Par exemple si on a une échelle comportant 5 catégories de dommages,

pour chaque valeur d'intensité, on peut calculer la probabilité de chaque niveau de dommage selon l'Équation 10 (Giovinazzi 2005).

$$\begin{aligned} P_{D_4} &= P[\text{Dommage} \geq D_4 / I] \\ \text{Équation 10} \quad P_{D_k} &= P[\text{Dommage} \geq D_k / I] - P[\text{Dommage} \geq D_{k+1} / I] \quad k = 1 \div 3 \\ P_{D_0} &= 1 - P[\text{Dommage} \geq D_1 / I] \end{aligned}$$

### 1.5.5 Application à l'aléa minier

Nous avons décidé de développer des fonctions de vulnérabilité pour les bâtiments en zone d'affaissement minier. Pour cela, on s'inspire de la méthodologie utilisée vis-à-vis de l'aléa sismique :

- On doit identifier un critère d'intensité. On choisit la déformation horizontale qui est le critère le plus employé dans les méthodes empiriques. Ce choix implique, pour les méthodes analytiques, de justifier une relation entre la déformation horizontale du terrain et la courbure du terrain (chapitre 3).
- On doit utiliser une typologie des bâtiments. Comme il n'existe pas de typologie pour les bâtiments en zone d'affaissement minier, il a été nécessaire d'en développer une (chapitre 2).
- On doit utiliser une échelle de dommages. Il est apparu difficile de développer une échelle identique pour les fonctions de vulnérabilité développées avec les méthodes empiriques et celles développées avec les méthodes analytiques (chapitre 2 et 3).

La méthodologie adoptée, pour le développement de fonctions de vulnérabilité, repose sur une simulation de type Monte Carlo afin de tenir compte de la variabilité des paramètres caractéristiques des bâtiments. Nous avons créé une base de donnée représentative pour chaque type de bâtiment, puis estimé les dommages en fonction de l'intensité à partir de chaque méthode d'évaluation des dommages. Les résultats permettent de calculer la DPM et modéliser les courbes de fragilité et de vulnérabilité pour chaque type. Le détail de cette méthodologie est décrit dans le chapitre 2 pour les méthodes empiriques et dans le chapitre 3 pour les méthodes analytiques.

## **2 CHAPITRE 2. DEVELOPPEMENT DE FONCTIONS DE VULNERABILITE A PARTIR DES METHODES EMPIRIQUES**

### **2.1 Méthodes empiriques pour l'évaluation des dommages en zone d'affaissement minier**

Des méthodes pour l'évaluation des dommages ont été élaborées dans les différents pays où se sont produits des affaissements miniers (Angleterre, Etats-Unis, Pologne, Afrique du Sud...). La plupart de ces méthodes sont empiriques, car basées sur l'exploitation de données d'observation de dommages des bâtiments. Elles peuvent être classées au sein de 2 groupes.

Dans le premier groupe (abaques), la méthode de National Coal board (NCB 1975) et Wagner et Schümann (1991) évaluent les dommages en fonction de la longueur des bâtiments et de la déformation horizontale du terrain (Figure 13, Figure 14). Wagner et Schümann (1991) proposent également un abaque de prévision des dommages en fonction de la déformation horizontale et de la pente du terrain (Figure 15).

Les méthodes du second groupe se composent de méthodes américaines (Bhattacharya et Singh 1984), Yu *et al.* (1988) et de deux méthodes polonaises par Kwiatek (1998) et Dzegnuik *et al.* (1997). Ces méthodes considèrent plusieurs paramètres comme la longueur du bâtiment, la forme du bâtiment, la typologie de construction, le type de fondation... pour définir une classe de vulnérabilité d'un bâtiment. Un ensemble de valeurs seuils sont alors définies pour évaluer le niveau de dommage du bâti.

#### **2.1.1 Les abaques**

La plus ancienne méthode, présentée par le National Coal Board (1975, Figure 13), en Angleterre, permet une prévision des dégradations basée sur la longueur de la structure et la déformation horizontale. Elle a longtemps fait référence à travers le monde, au vu des très nombreuses publications qui en font état. Elle est basée sur la compilation de très nombreux cas de dégradations. Le National Coal Board l'a présentée comme « un guide général pour la prédiction de l'intensité des dégradations » qui doit être accompagné « d'une expertise difficilement réductible à des grandeurs quantifiables et dont on ne peut s'acquitter que par une grande expérience des structures de différentes époques et modes de construction ».

Par ailleurs, l'abaque apparaît difficilement utilisable pour les ouvrages les plus courants tels que les maisons individuelles, d'une vingtaine de mètres de longueur, car trop imprécis. Cependant, on trouve sur la Figure 14, un abaque dans le même système d'axes que celui du NCB, qui aurait été élaboré à partir de dégradations observées principalement en Afrique du Sud (Wagner et Schümann, 1991). La comparaison détaillée entre ces deux abaques montre que leurs différences pour les bâtiments d'une longueur inférieure à 50 m est négligeable (voir chapitre 2.2).



Méthode de NCB (1975)

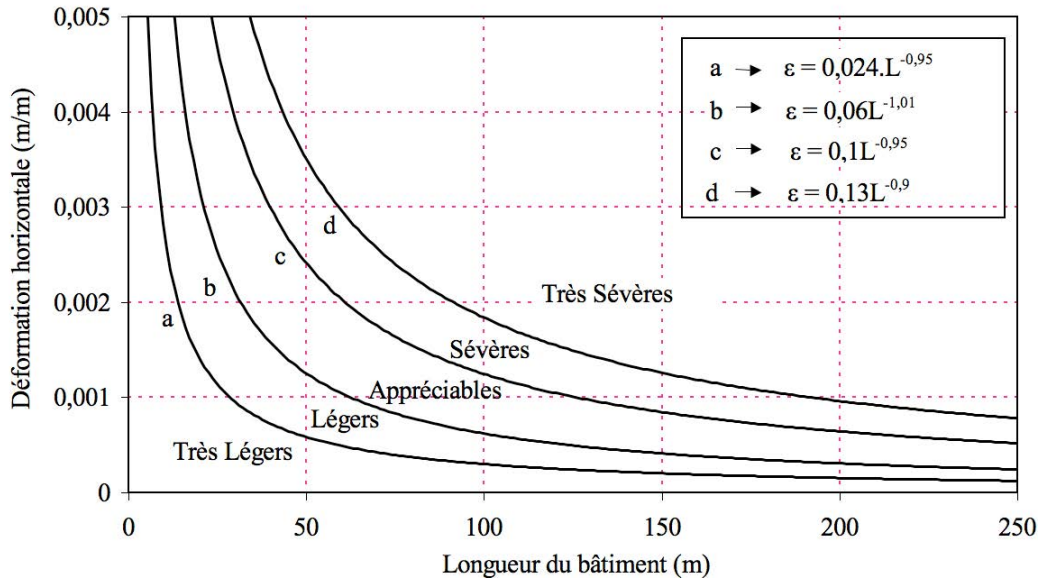


Figure 13 : Abaqués définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de la longueur de la structure selon le National Coal Board (1975) .

Wagner et Schümann, (1991)

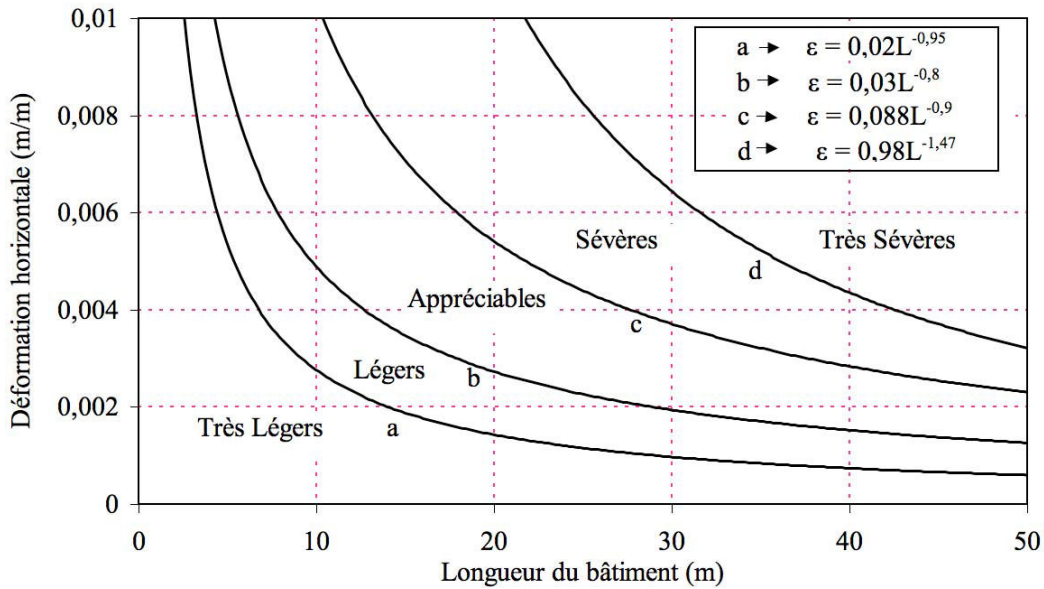


Figure 14: Abaqués définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de la longueur de la structure selon Wagner et Schümann (1991).

Un autre abaque est celui de Wagner et Schümann (1991, Figure 15) qui représente les courbes d'iso-dégradation en fonctions de la déformation horizontale et de la pente du terrain. La pente est en réalité une valeur moyenne estimée le long de la structure. Elle correspond donc à son inclinaison. Cet abaque est issu directement d'observations effectuées dans différents pays miniers (Afrique du Sud en

particulier). Cependant, cette représentation est critiquable. D'une part, on observe que les individus projetés sur la Figure 15 sont loin de légitimer le choix du tracé des zones d'iso-dégradation. D'autre part, cet abaque fait l'amalgame de structures de longueurs très variées. La preuve en est qu'il n'est pas compatible avec l'abaque des mêmes auteurs présenté sur la Figure 14. En effet, quelles que soient la pente et la longueur fixes d'un ouvrage, les seuils entre les zones de dégradation sont différents selon les deux abaques.

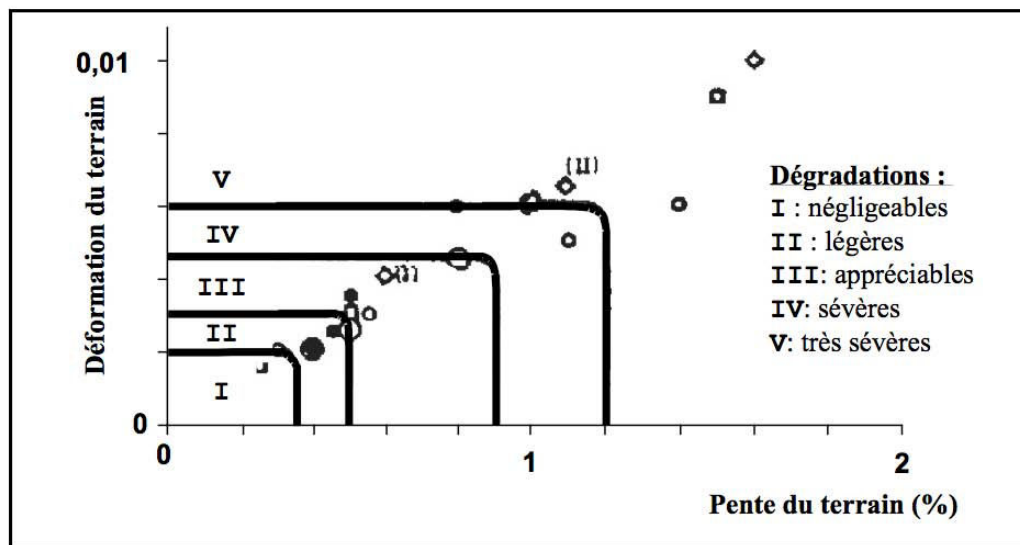


Figure 15 : Abaques définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de l'inclinaison de la structure selon Wagner et Schumann (1991).

### 2.1.2 Les méthodes pondérales

Ces méthodes ont l'avantage, par rapport aux abaques précédents, de prendre en compte des caractéristiques techniques des structures en plus des mouvements du terrain. Elles consistent globalement à qualifier la résistance d'une structure à partir d'une description architecturale et technique de celle-ci. Cette qualification se fait souvent au moyen de points attribués pour chaque caractéristique, puis totalisés. Les mouvements maximaux admissibles du terrain sont alors estimés selon la classe de résistance obtenue.

#### a) Les méthodes américaines :

La première méthode, proposée par Bhattacharya et Singh (1984, Tableau 10), n'est pas à proprement parlé une méthode pondérale mais s'en est inspirée. Elle distingue très simplement quatre catégories de structures, selon leur système constructif. Les auteurs définissent ensuite trois niveaux de dégradation auxquels ils associent des valeurs seuils des mouvements du terrain ou de la structure selon la catégorie de l'ouvrage considéré. On observe néanmoins qu'un grand nombre de valeurs seuil sont absentes.

**Tableau 10 : Classification des structures et des dégradations selon Bhattacharya et Singh (1984).**

Caractéristiques					Catégorie de la structure
Structure en briques et maçonneries, mur porteurs en briques, structure de faible hauteur					1
Structure à ossature en acier ou béton armé					2
Structure à ossature bois					3
Structure massive particulièrement rigide, « central core design »					4
Mouvements du terrain maximaux acceptables (valeurs recommandées)					
Importance des dégradations	Catégorie de la structure	Angle de distorsion "β" [×10 <sup>-3</sup> ]	Déformation horizontale "ε" [×10 <sup>-3</sup> ]	Déflexion "Δ" [×10 <sup>-3</sup> ]	Rayon de courbure "R" [km]
Architecturale	1	1	0,5	0,3	-
	2	1,3	-	-	-
	3	1,5	1	-	-
	4	-	-	-	-
Fonctionnelle	1	2,5 à 3	1,5 à 2	0,5	20
	2	3,3	-	-	-
	3	3,3 à 5	-	-	-
	4	-	-	-	-
Structurelle	1	7	3	-	-
	2	-	-	-	-
	3 et 4	-	-	-	-
Critères basés sur 71 valeurs seuils disparates issues de la bibliographie.					

**Tableau 11 : Classification des structures et des dégradations selon Yu *et al.* (1988).**

Caractéristiques de la structure		Nombre de points			
1 – Fondations :	Fondations ponctuelles	1			
	Fondations filantes	4			
	Radier	8			
	Buoyancy foundation	16			
2 – Matériaux de la superstructure :	Briques, pierres et béton	2			
	Béton armé	4			
	Bois	6			
3 – L/r :	Acier	8			
	« L » : longueur de la structure	< 0,1	8		
	« r » : rayon de la cuvette (cas critique)	0,1 à 0,25	6		
		0,26 à 0,5	4		
4 – h/L :	> 0,5	2			
	< 1	8			
	« L » : longueur de la structure	1 à 2,5	6		
	« h » : hauteur de la structure	2,6 à 5	4		
	> 5	2			
Classification de la structure					
Nombre de points cumulés	7 à 10	11 à 20	20 à 30	30 à 40	
Classe de résistance	1	2	3	4	
Mouvements du terrain maximaux acceptables					
Importance des dégradations	Classe de la structure	Angle de distorsion "β" [×10 <sup>-3</sup> ]	Déformation horizontale "ε" [×10 <sup>-3</sup> ]	Pente "P" [10 <sup>-3</sup> ]	
Architecturale	1	1	0,5	2,5	
	2	1,3	2	5	
	3	1,5	3	10	
	4	-	4	15	
Fonctionnelle	1	2,5	1,5	-	
	2	3,5	-	-	
	3	4	-	-	
	4	-	-	-	
Structurelle	1	5	3	-	
	2	-	-	-	
	3 et 4	-	-	-	

**b) Les méthodes polonaises :**

Ces méthodes sont plus élaborées que les méthodes américaines.

La première méthode a été développée à l'Institut Central Minier de Katowice (Kwiatek, (1998), Tableau 12). C'est la méthode la plus élaborée, mais elle ne s'applique qu'aux ouvrages en maçonnerie (briques, moellons, parpaings...). Elle repose sur une quinzaine critères et utilise la déformation horizontale comme critère d'intensité. La première version, fondée sur des études statistiques, date des années 1950, puis de nombreux ajustements empiriques y ont été apportés. Les utilisateurs actuels estiment qu'un taux de conformité des prévisions par rapport aux dégradations réellement observées de 85 % est possible à condition d'appliquer cette méthode à un groupe de structures et non à un ouvrage isolé. Dans la mesure où elle est ajustée sur les affaissements et structures locales, elle ne peut pas être utilisée dans un autre contexte sans une certaine prudence. L'inconvénient majeur de cette méthode est de n'avoir aucune nuance sur le degré de dégradation de la structure.

La seconde méthode émane de l'Université des Mines et Métallurgie de Cracovie. Elle est présentée dans le Tableau 13 et décrite par Dzegniuk *et al.* (1997). Sept critères sont utilisés dont trois pour décrire la géométrie de la structure, trois autres pour caractériser son état technique, sa rigidité et ses renforcements et un paramètre décrivant le terrain d'assise. L'inconvénient majeur de cette méthode est de n'avoir aucune nuance sur le degré de dégradation de la structure.

**Tableau 12 : Classifications des structures et des dégradations du Kwiatek (1998).**

Caractéristiques de la structure		Nombre de points	
1 -Dimension du plan horizontal – longueur en [m]	≤ 10	2	
	11 à 15	4	
	16 à 20	7	
	21 à 30	15	
	31 à 40	20	
	41 à 50	25	
	51 à 60	30	
	61 à 70	35	
	71 à 80	40	
	81 à 90	45	
	91 à 100	50	
2-Forme du bloc du bâtiment	□ Plan simple, bloc compact	0	
	□ Plan simple, bloc allongé	2	
	□ Plan peu démembré, bloc compact	4	
	□ Plan peu démembré, bloc allongé	6	
	□ Plan fortement démembré, bloc compact	8	
	□ Plan fortement démembré, bloc allongé	10	
3-Fondation du bâtiment	□ Fondation sur niveau constant	0	
	□ Niveau de fondation variable	5	
	□ Fondation avec porte cochère, sans cave	8	
4-Assise du bâtiment (sol)	□ Sols non rocheux, sauf cailloux et enrochements	0	
	□ Terrain remblayé	4	
	□ Fondation sur une couche d'amortissement	6	
	□ Cailloux et sols rocheux, sauf roche solide ou peu fissurée	10	
5-Construction du bâtiment	□ Fondations	□ Béton armé	0
		□ Béton	2
		□ Maçonnerie en briques	3
		□ Pierre	4
	□ Parois des caves	□ Béton	0
		□ Maçonnerie en briques, blocs ou blocs creux en béton	1
	□ Maçonnerie en pierre, blocs creux en béton armé	3	

	Plancher de l'étage le plus bas	<ul style="list-style-type: none"> <li>▫ Béton armé, <i>Ackermann</i>, avec couronnes en béton armé</li> <li>▫ Béton ou béton armé plan sur poutre en acier</li> <li>▫ Plancher en segments sur poutres en acier, à <math>l/L &gt; 1/10</math> (<math>l</math> : largeur du segment)</li> <li>▫ Plancher en segments sur poutres en acier, à <math>l/L &lt; 1/10</math></li> <li>▫ Bois avec poutres</li> <li>▫ Voûte sans tirants, à <math>f/L &gt; 1/5</math></li> <li>▫ Voûte sans tirants, à <math>f/L &lt; 1/5</math></li> </ul>	0 1 2 4 3 4 8								
	Linteaux	<ul style="list-style-type: none"> <li>▫ Béton armé (monolithique ou préfabriqué) ou sur poutres en acier</li> <li>▫ Briques, plan</li> <li>▫ Linteau en arc (arceau), à <math>f/L &gt; 1/5</math></li> <li>▫ Linteau en arc (arceau), à <math>f/L &lt; 1/5</math></li> </ul>	0 2 3 5								
	Autres éléments de construction	<ul style="list-style-type: none"> <li>▫ Arcs dans parois portantes, portée <math>L &gt; 1,5</math> m (sans tirant) à <math>f/L &gt; 1,5</math></li> <li>▫ Arcs dans parois portantes, portée <math>L &gt; 1,5</math> m (sans tirant) à <math>f/L &lt; 1,5</math></li> <li>▫ Hauteur de blocs de bâtiment différente</li> <li>▫ Niveau de planchers différent</li> </ul>	4 8 2 3								
6-Protection contre les influences minières	<ul style="list-style-type: none"> <li>▫ Bâtiment protégé au niveau des fondations et tous les planchers</li> <li>▫ Bâtiment protégé au niveau des fondations et certains planchers</li> <li>▫ Bâtiment protégé au niveau de tous les planchers</li> <li>▫ Bâtiment protégé au niveau de certains planchers</li> <li>▫ Protection fragmentée</li> <li>▫ Sans protection</li> </ul>	0 2 8 10 12 15									
7-Etat technique du bâtiment	Etat du bâtiment par rapport à l'usure naturelle	<ul style="list-style-type: none"> <li>▫ Bon</li> <li>▫ Satisfaisant</li> <li>▫ Moyen</li> <li>▫ Impropre</li> <li>▫ Mauvais</li> </ul>	0 1 2 3 5								
	Endommagement de la construction	<ul style="list-style-type: none"> <li>▫ aucune dégradation de la construction</li> <li>▫ Fissures &lt; 1 mm</li> <li>▫ Fissures &lt; 5 mm</li> <li>▫ Fissures &lt; 15 mm, ou écart de l'aplomb &lt; 25 mm/m</li> <li>▫ Fissures &lt; 30 mm avec déplacement ou écart de l'aplomb &gt; 25 mm/m</li> </ul>	0 2 5 8 12								
8-Autres	<ul style="list-style-type: none"> <li>▫ Pour les bâtiments qui ne sont pas destinés au séjour permanent des hommes, sans chauffage (par exemple débarras, étables, granges)</li> <li>▫ Pour les bâtiments destinés au séjour temporaire des hommes (ateliers, magasins, garages)</li> </ul>	-12 -6									
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▫ Pour les bâtiments publics destinés au séjour permanent ou temporaire de grands groupes d'enfants, de jeunes, personnes handicapées ou malades</li> <li>▫ Pour les bâtiments à finissage ou équipement sensible aux influences de l'exploitation</li> </ul>	12 6									
<b>Classification de la structure et mouvements maximaux acceptables</b>											
Nombre de points cumulés	≥ 60	57 à 59	50 à 56	47 à 49	44 à 46	37 à 43	34 à 36	30 à 33	24 à 29	21 à 23	≤ 20
Classe de résistance	C <sub>0</sub>	C <sub>1</sub>			C <sub>2</sub>			C <sub>3</sub>		C <sub>4</sub>	
Déformation horizontale maximale acceptée "ε" [ $\times 10^{-3}$ ]	≤ 0,3	0,5	1	1,5	2	2,5	3	4	5	6	9
<b>Catégorie de dommages</b>	<b>Il ne définit pas les catégories de dommages</b>										

**Tableau 13. Classifications des structures et des dégradations selon Dzegniuk et al. (1997).**

Caractéristiques de la structure		Nombre de points			
1 – Longueur de l'ouvrage	<10 m	4			
	11 à 15 m	7			
	16 à 20 m	11			
	21 à 25 m	16			
	26 à 30 m	22			
	31 à 35 m	29			
	36 à 40 m	37			
	> 40 m	42			
2 – Forme de la structure	Simple et compacte	0			
	Légèrement démembrée	3			
	Fortement démembrée	6			
	Simple et vaste	6			
	Démembrée et vaste	8			
3 – Fondations de la structure	Sur un seul niveau, avec ou sans sous bassement	0			
	Sur plusieurs niveaux	3			
	Sur plusieurs niveaux avec sous bassement partielle	6			
	Comme précédent avec entrée de garage	8			
4 – Terrain d'assise	Compressible	0			
	Moyennement compressible	4			
	Incompressible	12			
5 – Type de structure	Rigide	0			
	Moyennement rigide	4			
	Souple	6			
6 – Protections existantes contre les effets miniers	Boulonnages / ancrages	0			
	Partiellement boulonné / protection partielle	4			
	Aucune protection	12			
7 – Etat technique de la structure	Bon	0			
	Moyen	6			
	Mauvais	12			
Classification de la structure et valeurs seuils de différent intensité					
Nombre de points cumulés	>48	37 à 47	28 à 36	21 à 27	<20
<b>Classe de vulnérabilité</b>	<b>C<sub>1</sub></b>	<b>C<sub>2</sub></b>	<b>C<sub>3</sub></b>	<b>C<sub>4</sub></b>	<b>C<sub>5</sub></b>
Déformation horizontale $\varepsilon$	1,5 mm/m	1,5-3 mm/m	3-6 mm/m	6-9 mm/m	>9 mm/m
Pente (P mm/m)	<2,5	2,5-5	5-10	10-15	>15
Rayon de courbure (R [km])	>20	12	6	4	<4
<b>Catégorie de dommages</b>	<b>Très léger ou négligeable</b>	<b>Léger</b>	<b>Modéré</b>	<b>Sévère</b>	<b>Très sévère</b>

## 2.2 Comparaison des méthodes empiriques

La comparaison des méthodes existantes révèle un ensemble de points communs et de divergences dont la prise en compte est importante pour le développement de fonction de vulnérabilités :

- Les méthodes utilisent différents paramètres pour l'évaluation des dommages. La longueur du bâtiment apparaît néanmoins comme le paramètre le plus important pour caractériser la vulnérabilité de la structure. Les autres paramètres importants sont les matériaux de construction, la forme du bâtiment, l'existence de renforcements, la rigidité de la construction et le type de fondation. Ces paramètres peuvent servir pour le développement d'une typologie de bâtiments en zone d'affaissement minier.
- Les méthodes n'utilisent pas les mêmes échelles de dommages. Par exemple, les méthodes de NCB (1975) et Wagner et Schumann (1991) considèrent 5 catégories de dommage qui varient de très léger à très sévère. Les méthodes de Bhattacharya et Singh (1984) et Yu *et al.*(1988) ne considèrent

que trois catégories de dommage : architectural, fonctionnel et structurel. Afin d'être utilisées et comparées, il est alors nécessaire de définir des équivalences entre les différentes échelles de dommages.

- Les nombres de classes de vulnérabilité définies dans les méthodes pondérales sont variables entre 4 et 5.
- Les méthodes donnent plus d'importance aux déformations horizontales qu'aux autres mouvements des terrains pour la quantification de l'intensité de la sollicitation du bâti. Mais si on regarde précisément les valeurs seuils des déformations horizontales de chaque méthode, aucune de ces méthodes n'est complète.
- Enfin les méthodes sont soit simplistes comme la méthode NCB (1975), soit assez compliquées à mettre en œuvre comme la méthode de Kwiatek (1998).

En conclusion de cette comparaison, les méthodes apparaissent toutes soit trop simplistes comme la méthode de NCB (1975), soit complexes et incomplètes pour une mise en œuvre à l'échelle d'une ville. Afin de développer des fonctions de vulnérabilité, il est nécessaire de compléter les méthodes incomplètes (en terme de valeurs seuils en particulier) et d'harmoniser les méthodes afin d'utiliser une échelle de dommage unique.

## 2.3 Harmonisation et modification des méthodes empiriques

### 2.3.1 Choix d'une échelle de dommage

Nous avons trouvé, dans la bibliographie, six échelles de dommages pour les bâtiments impactés par des affaissements miniers. Ces échelles diffèrent par le nombre de niveaux de dégradations qu'elles distinguent (3 à 6) et par leur description.

L'échelle du National Coal Board (1975, Tableau 14) et l'échelle de Burland (1995, Tableau 15) sont assez semblables et ont eu une large diffusion. L'échelle du NCB (1975) donne une grande importance à la déformation horizontale de l'ouvrage, alors que cette déformation est très délicate à estimer. Elle n'est d'ailleurs pas reprise par Burland (1995), qui donne l'échelle la plus précise d'entre toutes.

**Tableau 14 : Echelle de classification des dégradations selon le National Coal Board (1975).**

Classification des dégradations	Descriptions
Négligeables ou très légères	Changement de longueur de la construction inférieure à 0,1 % ; fissures très légères dans les plâtres. Peut-être de légères fissures isolées dans la construction, non visibles de l'extérieur.
Légères	Changement de longueur de la construction compris entre 0,1 et 0,2 % ; plusieurs fissures légères visibles à l'intérieur de la construction. Les portes et fenêtres peuvent se coincer. Des réparations aux murs et plafonds peuvent être nécessaires.
Appréciables	Changement de longueur de la construction compris entre 0,2 et 0,3 % ; fissures légères visibles de l'extérieur. Les portes et fenêtres sont coincées, les canalisations sont rompues.
Sévères	Changement de longueur de la construction compris entre 0,3 et 0,4 % ; les canalisations sont rompues, fractures ouvertes dans les murs, châssis des portes et fenêtres tordus, sols en pente, murs hors d'aplomb ou bombés, quelques déchaussements des poutres. En cas de compression, chevauchement des joints dans les toits et soulèvement des murs en briques avec fissures horizontales.
Très sévères	Changement de longueur de la construction supérieur à 0,5 % ; comme précédemment, mais pire. La construction doit être reconstruite partiellement ou complètement. Les poutres des planchers et de la toiture sont déchaussées et nécessitent d'être étayées. Inclinaison importante des planchers. En cas de compression, gauchissement et bombement sévères des murs et du toit.

**Tableau 15 : Echelle de classification des dégradations selon Burland (1995).**

Classification des dégradations	Descriptions
Négligeables	Fissures superficielles inférieures à 0,1 mm
très légères	Fissures légères facilement traitées par des travaux de décoration. Dégradations généralement restreintes aux finitions des murs intérieurs. Une inspection attentive peut révéler des fissurations extérieures dans les murs en briques ou les maçonneries. Les fissures typiques atteignent 1 mm.
Légères	Fissures faciles à combler. Une redécoration est généralement nécessaire. Des fissures récurrentes peuvent être masquées par des alignements appropriés. Les fissures peuvent être visibles à l'extérieur et certaines reprises peuvent être nécessaires pour assurer l'étanchéité. Les portes et fenêtres peuvent coincer largement. Les fissures typiques atteignent 5 mm
Modérées	Les fissures nécessitent d'être ouvertes et traitées par un maçon. Reprise nécessaire des murs en briques extérieurs avec possibilité d'une petite quantité à remplacer. Les portes et fenêtres coincent. Les canalisations peuvent être rompues. Les fissures typiques sont comprises entre 5 et 15 mm ou plusieurs d'environ 3 mm.
Sévères	D'importants travaux de réparations des murs sont nécessaires, nécessitant parfois une démolition partielle, en particulier autour des portes et fenêtres. Les portes et fenêtres sont tordues, le sol notablement incliné. Les murs sont hors d'aplomb ou bombés, perte de portance de certaines poutres. Le service des canalisations est interrompu. Les fissures typiques sont comprises entre 15 et 25 mm, mais dépendent également de l'espacement entre fissures.
Très sévères	Une réparation majeure de l'ouvrage est nécessaire, nécessitant une reconstruction partielle ou totale. Perte de portance des poutres, les murs penchent dangereusement et nécessitent d'être étayés. Les fenêtres sont rompues et tordues. Risque d'instabilité. Les fissures typiques sont supérieures à 25 mm, mais dépendent l'espacement entre fissures

L'échelle de Bhattacharya et Singh (1984, Tableau 16) considère trois niveaux de dommages. Ces trois degrés peuvent être reliés aux états limites définis dans les règlements européens en vigueur (Eurocodes). L'état limite de service (ELS) correspond assez clairement aux dégradations "fonctionnelles" et l'état limite ultime (ELU) correspond aux dégradations "structurelles". Pour cette raison, cette échelle apparaît très opérationnelle (Deck 2002).

Pellisier *et al.* (1992, Tableau 17) considèrent 5 niveaux et attachent une très grande importance aux déformations et aux fissures sans distinguer celles qui concernent des organes structuraux d'un ouvrage.

Ji-Xian (1985, Tableau 18) et Bruhn *et al.* (1982, Tableau 19) considèrent 4 niveaux et font une description assez précise des dégradations en insistant sur l'importance des travaux de réhabilitation à mettre en œuvre.

**Tableau 16 : Echelle de classification des dégradations selon Bhattacharya et Singh (1984).**

Classification des dégradations	Descriptions
Architecturales	Fissures de petites dimensions dans les plâtres, coincement des portes et des fenêtres.
Fonctionnelles	Instabilité de certains éléments structuraux, blocage des portes et fenêtres, l'utilisation de la construction est réduite.
Structurelles	Caractériser par la dégradation des éléments structuraux principaux. Possibilité de rupture de certaines parties. Une reconstruction partielle ou totale est nécessaire, risque de danger pour les occupants.



**Tableau 17: Echelle de classification des dégradations selon Pellissier *et al.* (1992).**

Classification des dégradations	Descriptions
Pas de fissuration	Déformation des murs inférieure à 0,01 %
Négligeables	Déformation des murs comprise entre 0,01 % et 0,05 %, fissures typiques inférieures à 0,3 mm
Très faibles à faibles	Déformation des murs comprise entre 0,05 % et 0,1 %, fissures typiques inférieures à 2 mm
Moyennes à importantes	Déformation des murs supérieure à 0,1 %, fissures typiques inférieures à 10 mm
Très importantes	Déformation des murs supérieure à 0,1 %, fissures typiques supérieures à 10 mm

**Tableau 18 : Echelle de classification des dégradations selon Ji-Xian (1985).**

Classification des dégradations	Descriptions
1	Un faible nombre de petites fissures dans les murs n'excédant pas 4mm. Généralement pas de réparations.
2	Fissures dans les murs comprises entre 4 et 10 mm. Chute de plâtres, portes et fenêtres ont un aspect penché, dégradations observées aux points de supports des poutres. Réparations mineures.
3	Murs penchés et fissurés (10 à 20 mm), planchers fissurés ou soulevés, déplacements aux points supports des poutres. Réparations moyennes.
4	Fissures dans les murs supérieures à supérieures 20 mm. Fissures horizontales, inclinaisons et déplacements des murs avec bombement vers l'intérieur ou l'extérieur. Ruptures en certains endroits, certains murs peuvent s'effondrer. Extrémités des poutres fortement déplacées, soulèvement du toit. Réparations majeures.

**Tableau 19: Echelle de classification des dégradations selon Bruhn *et al.* (1982).**

Classification des dégradations	Descriptions
Légères	Fissures superficielles dans un ou plusieurs murs de soubassement et éventuellement dans la dalle du sol. Certains fissures dans les murs périphériques causent une perte de l'étanchéité des murs. Une reprise est requise dans quelques ou tous les murs.
Modérées	Fissures dans un ou plusieurs murs de soubassement et éventuellement dans la dalle du sol. Certains murs et fondations nécessitent d'être remplacés et certaines reprises doivent être faites localement.
Sévères	Fissures dans un ou plusieurs murs de soubassement et dans la dalle du sol. Instabilité possible des murs et perte de support de la superstructure qui requière des étayements et des consolidations. Des travaux importants sont nécessaires pour reconstruire des murs et des fondations et pour remplacer le dalle
Très sévères	Fissures typiquement dans tous les murs de soubassement et dans la dalle du sol. Instabilité possible de plusieurs murs et perte de support de la superstructure qui requière des étayements et des consolidations importantes. Généralement, la reconstruction des murs de soubassements, des fondations et de la dalle du sol est nécessaire.

Au final, nous avons choisi d'harmoniser les méthodes d'évaluation des dommages en considérant l'échelle de Ji-Xian (1985), soit 4 catégories de dommage ( $D_1$  à  $D_4$ ) pour les raisons suivantes (Tableau 20) :

- Les échelles comportant plus de 5 niveaux apparaissent difficiles à mettre en œuvre dans la mesure où la distinction entre les catégories de dommages n'est pas toujours est bien nette.
- Une échelle à 4 ou 5 niveaux peuvent être comparées à celles utilisées par le HAZUS (1999) et l'EMS (98) et qui ont montré leur pertinence pour étudier la vulnérabilité du bâti.

□ Une échelle à 4 niveaux, permet de donner un sens opérationnel à chaque catégorie : D<sub>1</sub> correspond à dégradations nulles ou légères (architecturales) qui sont typiquement caractéristiques du vieillissement « naturel » de l'ouvrage. D<sub>2</sub> correspond à dégradations légères (architecturales) qui sont typiquement caractéristiques d'une pathologie (tassement différentiel par exemple). D<sub>3</sub> correspond à des dégradations fonctionnelles (équivalent à un état limite de service) et D<sub>4</sub> correspond à des dégradations sévères et structurelles (équivalent à un état limite ultime).

Le Tableau 20 montre que pour l'échelle de Bhattacharya et Singh (1984), la catégorie de dommage architecturale recouvre les niveaux D<sub>1</sub> et D<sub>2</sub> de notre échelle. Les catégories de dommage fonctionnel et sévère recouvrent respectivement les niveaux D<sub>3</sub> et D<sub>4</sub>.

Pour l'échelle de Pellisier *et al.* (1992), les deux catégories « pas de fissuration » et « négligeable » recouvrent le niveau D<sub>1</sub> de notre échelle et les autres catégories de dommage sont comparables.

Bruhn *et al.* (1982) considèrent également 4 niveaux. Il existe néanmoins un décalage puisque les dommages légers recouvrent les niveaux D<sub>1</sub> et D<sub>2</sub> et les dommages sévères et très sévères recouvrent le niveau D<sub>4</sub> de notre échelle.

Enfin, pour l'échelle de Burland (1995) et NCB (1975) on a regroupé les catégories négligeable et très léger dans le niveau D<sub>1</sub> et les niveaux sévère et très sévère dans le niveau D<sub>4</sub>.

**Tableau 20 : Comparaisons et équivalences entre les différentes échelles de classification des dégradations.**

Notre échelle de dommage	Bhattacharya et Singh (1984)	Pellisier <i>et al.</i> (1992)	Ji-Xian (1985)	Bruhn <i>et al.</i> (1982)	NCB (1975)	Burland (1995)
D <sub>1</sub> (aucun dommage ou négligeables)	Architecturales	Pas de fissuration	1	Légères	Négligeables	Négligeables
		Négligeables			Très légères	Très légères
D <sub>2</sub> (Légères)		Légères	2		Légères	Légères
D <sub>3</sub> (Modérées)	Fonctionnelles	Modérées	3	Modérées	Appréciables	Modérées
D <sub>4</sub> (Sévère à très sévères)	Structurelles	Sévères	4	Sévères	Sévères	Sévères
		Très sévères		Très sévères	Très sévères	Très sévères

### 2.3.2 Harmonisation du nombre de classes de vulnérabilité et des valeurs seuils de déformation horizontale du terrain pour les méthodes pondérales

Les méthodes pondérales sont basées sur une évaluation de la classe de vulnérabilité du bâti parmi N classes, puis l'utilisation de valeurs seuils des mouvements du terrain selon K niveaux de dommages. Si on considère une échelle à quatre niveaux de dommages (K = 4), une méthode pondérale est complète si elle définit 4 x N valeurs seuils.

#### a) Harmonisation du nombre de classes de vulnérabilité

Dans les méthodes existantes, le nombre de classes de vulnérabilité varie de 4 à 5. La méthode de Yu *et al.* (1988) considère 4 classes de vulnérabilité et les deux méthodes polonaises considèrent 5 classes de vulnérabilité.

Nous avons décidé de considérer 4 classes de vulnérabilité pour l'ensemble des méthodes (Saeidi *et al.* 2009), en regroupant deux classes de vulnérabilité dans chaque méthode polonaise. En effet, la méthode de Dzegnuik *et al.* (1997) est très semblable à la méthode de Kwiatek (1998). Sur la base d'une comparaison des valeurs seuils de la déformation horizontale définies dans ces deux méthodes

(Tableau 12 et Tableau 13) et par comparaison des points attribués à chaque caractéristique du bâti, on observe que les classes de vulnérabilité  $C_0$  et  $C_1$  de la méthode de Kwiatek (1998), peuvent être regroupées et sont équivalentes à la classe  $C_1$  de la méthode de Dzegnuik *et al.* (1997). Inversement, on observe que les classes  $C_4$  et  $C_5$  de la méthode de Dzegnuik *et al.* (1997) peuvent être regroupées et sont équivalentes à la classe  $C_4$  de la méthode de Kwiatek (1998).

Par ailleurs, nous avons fait l'hypothèse que les 4 classes de vulnérabilité de la méthode de Yu *et al.* (1988) sont comparables aux 4 classes précédemment définies (Tableau 21).

**Tableau 21. Résultat de l'harmonisation des classes de vulnérabilité.**

Classe de vulnérabilité \ Méthode	Yu <i>et al.</i>	Dzegnuik <i>et al.</i>	Kwiatek
$C_1$	$C_1$	$C_1$	$C_0$ $C_1$
$C_2$	$C_2$	$C_2$	$C_2$
$C_3$	$C_3$	$C_3$	$C_3$
$C_4$	$C_4$	$C_4$ $C_5$	$C_4$

### b) Harmonisation des valeurs seuils de la déformation horizontale

Pour évaluer un niveau de dommage, il est nécessaire de définir pour chaque classe de vulnérabilité, 4 valeurs seuils de la déformation horizontale du terrain. Avec 4 classes de vulnérabilité et 4 niveaux de dommage, on doit donc définir 16 valeurs seuils de la déformation horizontale du terrain. Pour cela on se base sur la méthode de Yu *et al.* (1988) qui est la plus complète (Tableau 11). Cette méthode définit 6 valeurs seuils de la déformation horizontale pour 16 valeurs nécessaires. Pour compléter ces valeurs seuils, nous utilisons :

- Les valeurs de déformation acceptable données par la méthode de Kwiatek (1998, Tableau 12) et qui correspondent à des dommages de niveau  $D_3$ .
- Les valeurs de déformation horizontale données par la méthode de Dzegnuik *et al.* (1997, Tableau 17) et qui correspondent à des dommages de niveau  $D_2$  pour la classe de vulnérabilité  $C_2$ ,  $D_3$  pour la classe de vulnérabilité  $C_3$  et  $D_4$  pour la classe de vulnérabilité de  $C_4$ .

Le tableau de valeurs seuils ainsi obtenu est alors légèrement adapté afin de créer un ensemble de valeurs logique dont la valeur augmente avec l'augmentation de la classe de vulnérabilité et du niveau de dommage considéré (Tableau 22).

**Tableau 22 : Valeur seuils de déformation horizontal pour définition de dommage dans le méthodes pondérales.**

Classe de vulnérabilité \ Catégorie de dommage	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$
$D_1$ (Négligeable ou très légères)	<0,5 mm/m	<1,5 mm/m	<2,5 mm/m	<3,5 mm/m
$D_2$ (Légères)	0,5-1,5 mm/m	1,5-2,5 mm/m	2,5-4,5 mm/m	3,5-6 mm/m
$D_3$ (Modérés)	1,5-2,5 mm/m	2,5-3,5 mm/m	4,5-6 mm/m	6-9 mm/m
$D_4$ (Sévères et très sévères)	≥2,5 mm/m	≥3,5 mm/m	≥6 mm/m	≥9 mm/m

### c) Validation

Les valeurs seuils harmonisées dans le Tableau 22 sont comparées avec d'autres valeurs proposées par Ji-Xian (1985), Boscardin et Cording (1989) et Burland (1995). Ji-Xian (1985) a défini les valeurs seuils de déformation horizontale du terrain pour des bâtiments en maçonnerie renforcée assimilables à la classe de vulnérabilité C<sub>3</sub> (Tableau 23). On observe que ces valeurs sont cohérentes avec les choix adoptés dans le Tableau 22.

**Tableau 23 : Valeur seuils de la déformation horizontale proposées par le Ji-Xian (1985)**

Valeurs seuils de déformation horizontale	<2mm/m	2-4 mm/m	4-6 mm/m	>6 mm/m
Catégorie de dommage	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>

Boscardin et Cording (1989) et Burland (1995) ont développé des méthodes analytiques pour évaluer le niveau de dommage des bâtiments en maçonnerie non renforcée assimilables à la classe de vulnérabilité C<sub>1</sub>. Les valeurs seuils utilisées, sont justifiées par des essais mécaniques sur des murs en maçonnerie (Tableau 24). On observe que ces valeurs sont cohérentes avec les choix adoptés dans le Tableau 22.

**Tableau 24 : Valeurs seuils de la déformation en traction utilisées par Boscardin et Cording (1989) et Burland (1997)**

Valeurs seuils de déformation horizontale	0-0,5 mm/m	0,5-0,75	0,75-1,5	1,5-3	>3
Catégorie de dommage	Négligeable	Très légère	Légères	Modérée à Sévère	Très Sévère

## 2.4 Application et comparaison des méthodes empiriques

Les méthodes précédemment présentées ont été implémentées dans Mathematica ® (Wolfram 2008) afin de développer le simulateur de dommage et permettre leur comparaison lorsqu'elles sont appliquées à une commune dans sa globalité.

Le logiciel permet d'évaluer les dommages de chaque bâtiment d'une ville en fonction des caractéristiques des bâtiments, des mouvements du terrain et de la méthode d'évaluation des dommages choisie (Figure 16).

Le site de la ville de Joeuf a été choisi pour effectuer cette comparaison. Chaque bâtiment est géo-référencé et associé à une base de données le concernant et renseignant l'ensemble des paramètres nécessaires à l'application des méthodes de prévision des dommages. Dans cette partie, on ne cherche pas à faire une étude de cas. On cherche à mettre en évidence les particularités de chaque méthode par une application « théorique » au sens où ni la base de données des bâtiments, ni les cuvettes étudiées ne sont suffisamment représentatives de la réalité du site étudié pour que les résultats soient utilisés à d'autres fins. Il est en revanche nécessaire que toutes les méthodes soient appliquées sur la même base de données et les mêmes mouvements du terrain. Autrement dit, les résultats présentés dans ce

chapitre ne sont en rien représentatifs des conséquences que pourraient avoir un affaissement sur la commune de Jouef.

Ainsi, l'amplitude des mouvements du terrain au niveau de chaque bâtiment a été évaluée en utilisant des équations théoriques [Deck 2002] de l'affaissement vertical et de la déformation horizontale du terrain (Équation 2, Équation 3, chapitre 1). On utilise la formule de King et Whetton (Whittaker et Reddish 1989) pour la prévision de l'affaissement vertical. La dérivée seconde de cette formule permet de calculer la déformation horizontale du terrain au niveau du centre gravité de chaque bâtiment. En particulier, on a considéré un affaissement arbitraire circulaire correspondant à une largeur de l'exploitation de 600 m, une profondeur de l'exploitation de 150 m et conduisant à un affaissement maximal 1 m. La déformation horizontale maximale atteint une valeur de 3 mm/m.

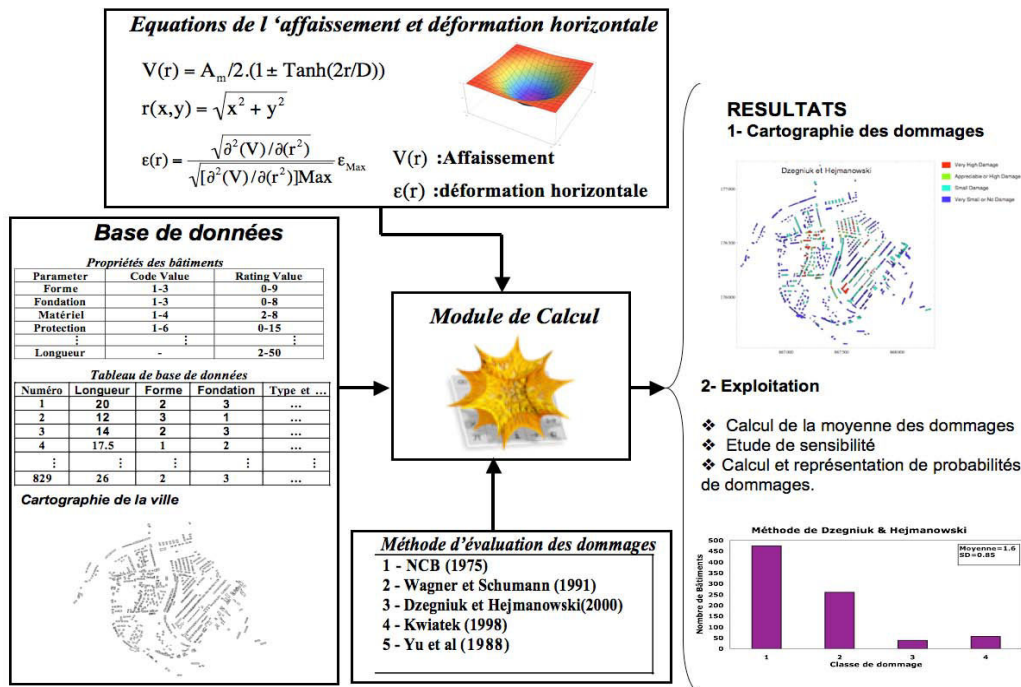
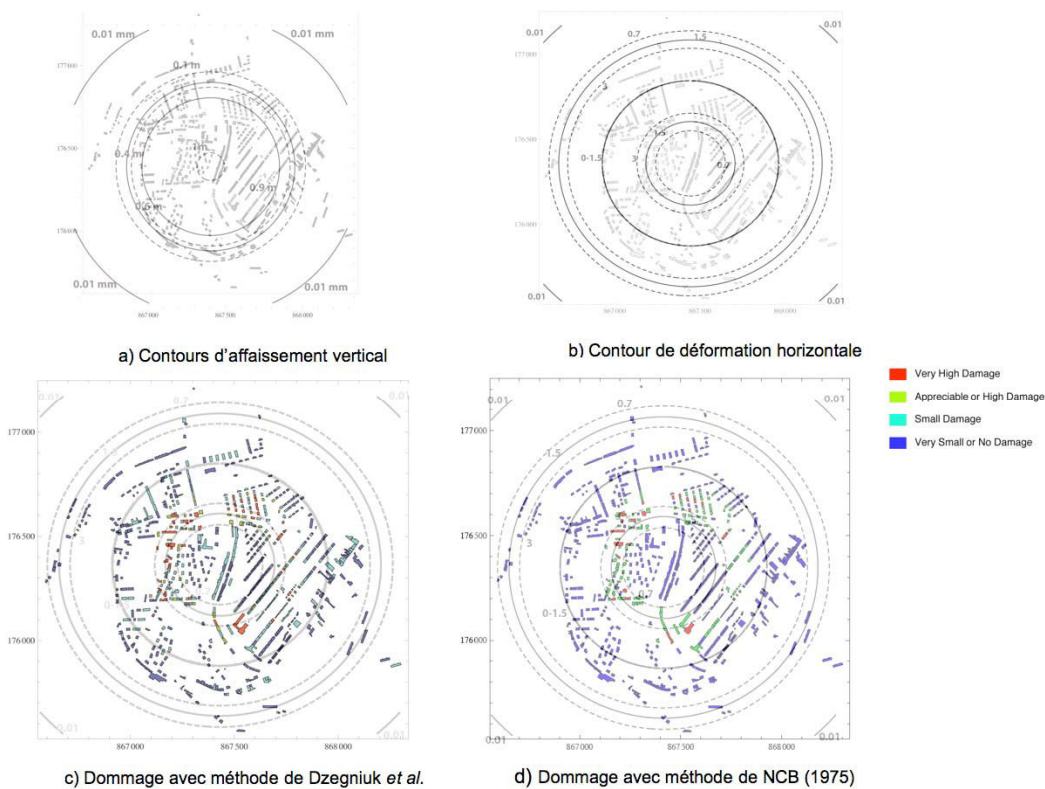


Figure 16. Schéma de fonctionnement du simulateur de dommage.

La base de données du bâti a été constituée au moyen d'études de terrains réalisées dans le cadre de cette thèse, ainsi que par des étudiants de l'Ecole des Mines de Nancy dans le cadre de projets. Cette base de données est représentative des ouvrages communément rencontrés dans le bassin ferrifère. Elle ne considère qu'environ 50% des bâtiments et contient des photographies de chaque bâtiment ainsi que des informations relatives à leurs dimensions et leur forme. Pour l'application des méthodes pondérales, certaines caractéristiques du bâti ont été précisées sur la base des photographies.

Les déplacements du terrain (déformation horizontale en particulier) sont calculés au niveau du centre de gravité de chaque bâtiment. Ces valeurs sont alors combinées avec celles de la base de données du bâtiment (Figure 16) pour être exploitées avec la méthode d'évaluation des dommages choisie par l'utilisateur. Les résultats peuvent être représentés et exploités de différentes manières :

Il est tout d'abord possible de cartographier les dommages au moyen de couleurs différentes afin d'avoir une vision globale des dommages (Figure 17).



**Figure 17. Résultat des dommages dans la ville de Joeuf obtenus pour un scénario d'affaissement théorique et avec les méthodes NCB (1975) et Dzegniuk *et al.*(1997). Les contours des images c et d représentent les iso valeurs de la déformation horizontale - Résultats illustratifs qui ne caractérisent pas les dommages réels susceptibles de se produire à Joeuf.**

Il est également possible de synthétiser les résultats obtenus en représentant l'histogramme de la répartition des dommages et en calculant la moyenne et l'écart type des dommages. La Figure 18 représente, pour le même scénario d'affaissement la répartition des dommages obtenus en fonction de la méthode utilisée. On observe que quatre résultats (NCB 1975, Wagner et Schümann 1991, Dzegniuk *et al.* 1997 et Yu *et al.* 1988) semblent très semblables avec de nombreux dommages de classe 1 dans les bâtiments, puis une diminution du nombre de bâtiments dans les classes supérieures de dommages. Plus précisément, les méthodes du NCB et de Wagner et Schümann(1991) donnent des résultats identiques, ce qui est logique puisque ces deux méthodes sont très semblables (Figure 18).

La méthode de Kwiatek donne une distribution sensiblement différente avec un plus grand nombre de dommages en classe 2 et 4. En conséquence, si nous comparons les moyennes, la méthode de Kwiatek donne une plus grande moyenne de dommages (plus de 2,2) comparée aux quatre autres (entre 1,2 et 1,6). Aussi si on compare l'écart type, les méthodes de Kwiatek et la méthode de Dzegniuk *et al.* donnent les écarts types les plus élevés. Ceci peut s'expliquer par le fait que ce sont les deux méthodes qui utilisent le plus de paramètres pour l'évaluation des dommages, ce qui conduit à une variabilité plus grande de la classe de vulnérabilité.

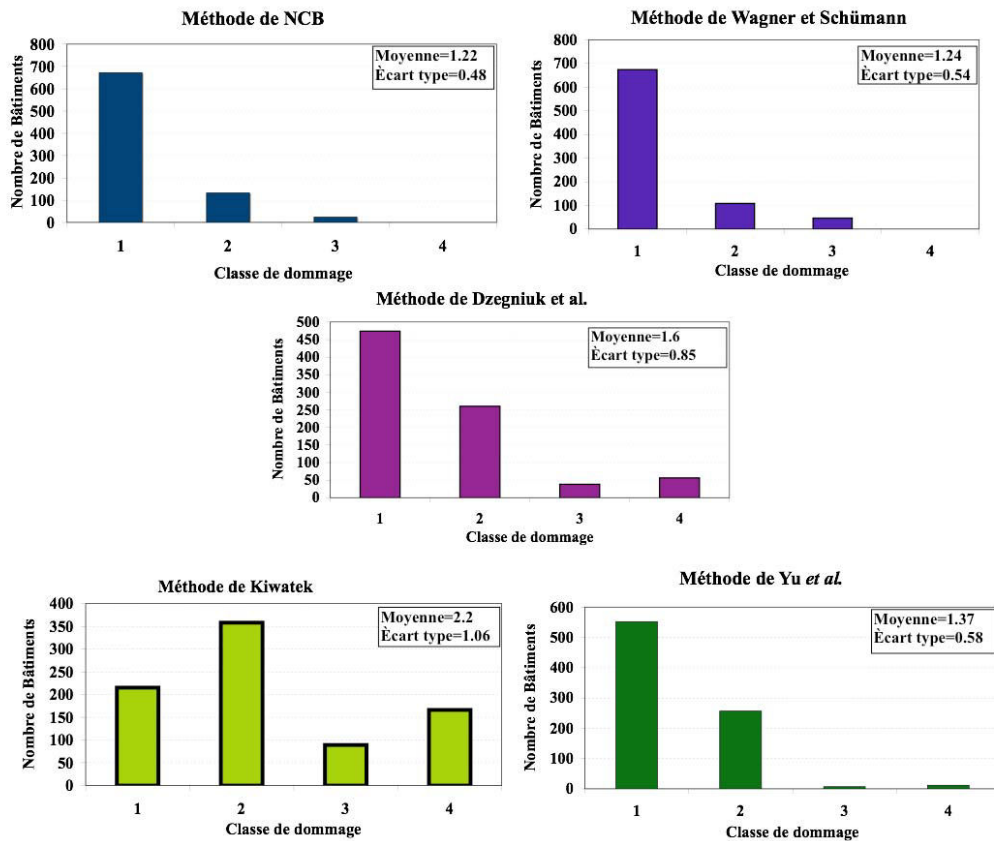


Figure 18. Histogramme de la répartition des dommages obtenus avec les 5 méthodes de prévision des dommages pour un même scénario d'affaissement.

Une analyse plus approfondie montre que ces différences sont cohérentes avec les différences internes aux méthodes dont en particulier les différences d'importance accordée aux différents paramètres du bâti. Par exemple pour la méthode de Yu *et al.* (1988) le nombre de points associés au type de fondation est plus important que pour les autres méthodes pondérales. Aussi la méthode de Kiwatek (1998) considère davantage de critères que les autres méthodes, ce qui explique une plus grande variabilité des dommages (écart type plus important).

La variabilité observée lors de l'application de ces différentes méthodes à un même cas (même affaissement et mêmes bâtiments) soulève la question du choix de la méthode la plus « juste ». Dans l'hypothèse peu fréquente où une méthode est validée sur un site, il convient d'estimer les dommages par son intermédiaire. Dans l'hypothèse plus fréquente où aucune méthode n'est validée ou invalidée sur un site, nous proposons de considérer la moyenne des dommages calculée au moyen de toutes les méthodes pour estimer le dommage. C'est ce choix qui est conservé dans la suite pour le développement des fonctions de vulnérabilité. Dans cette optique, seule la méthode de NCB (1975) ou de Wagner et Schumann (1991) est utilisée afin de ne pas introduire de biais compte tenu de leur similitude. L'Équation 11 donne la moyenne des dommages MD( $\varepsilon$ ) en fonction de YD( $\varepsilon$ ), DZD( $\varepsilon$ ), KD( $\varepsilon$ ) et NCBWD( $\varepsilon$ ) qui sont les dommages calculés par la méthode de Yu *et al.* (1988), Dzegniuk *et al.* (1997), Kiwatek (1998) et NCB (1975) ou Wagner et Schumann (1991), avec  $\varepsilon$  la déformation horizontale du terrain.

$$\text{Équation 11} \quad MD(\varepsilon) = \frac{NCBWD(\varepsilon) + YD(\varepsilon) + DZD(\varepsilon) + KD(\varepsilon)}{4}$$

## 2.5 Développement des fonctions de vulnérabilité basé sur les méthodes empiriques

### 2.5.1 Méthodologie et algorithme de développement des fonctions de vulnérabilité

La méthodologie développée pour la définition de fonctions de vulnérabilité pour les bâtiments en zone d'affaissement minier est synthétisée par l'algorithme présenté sur la Figure 19. Elle est basée sur une simulation de type Monte Carlo.

La première étape consiste au choix d'une échelle de dommages, d'un critère d'intensité, d'une typologie de bâtiments et d'une méthode d'évaluation des dommages.

Comme on l'a expliqué dans la partie précédente, la majorité des méthodes empiriques d'évaluation des dommages en zone d'affaissements miniers utilisent le critère de la déformation horizontale du terrain  $\epsilon_{\text{Terrain}}$  comme critère d'intensité. L'échelle de dommages et les méthodes d'évaluations sont celles présentées dans le Tableau 20 et Tableau 22.

La deuxième étape consiste à définir une typologie des constructions et à choisir la variabilité des caractéristiques mécaniques et géométriques représentatives de chaque type (cf. chapitre 2.5.2).

Pour chaque type, la troisième étape consiste à simuler une base de données de 1000 bâtiments avec des propriétés choisies aléatoirement dans la plage de variabilité des caractéristiques mécaniques et géométriques représentatives du type étudié.

La quatrième étape consiste en l'évaluation des dommages pour chaque bâti, avec la méthode empirique choisie et pour chaque valeur de la déformation horizontale du terrain (critère d'intensité).

La cinquième étape consiste à calculer la moyenne des dommages des 1000 bâtiments pour chaque valeur de la déformation horizontale (courbe de vulnérabilité) ou à calculer la probabilité d'atteindre ou d'excéder chaque catégorie de dommage en fonction de l'intensité (DPM et courbes de fragilité). Il est alors possible d'ajuster une fonction mathématique sur les courbes obtenues (fonctions de vulnérabilité et fragilité).

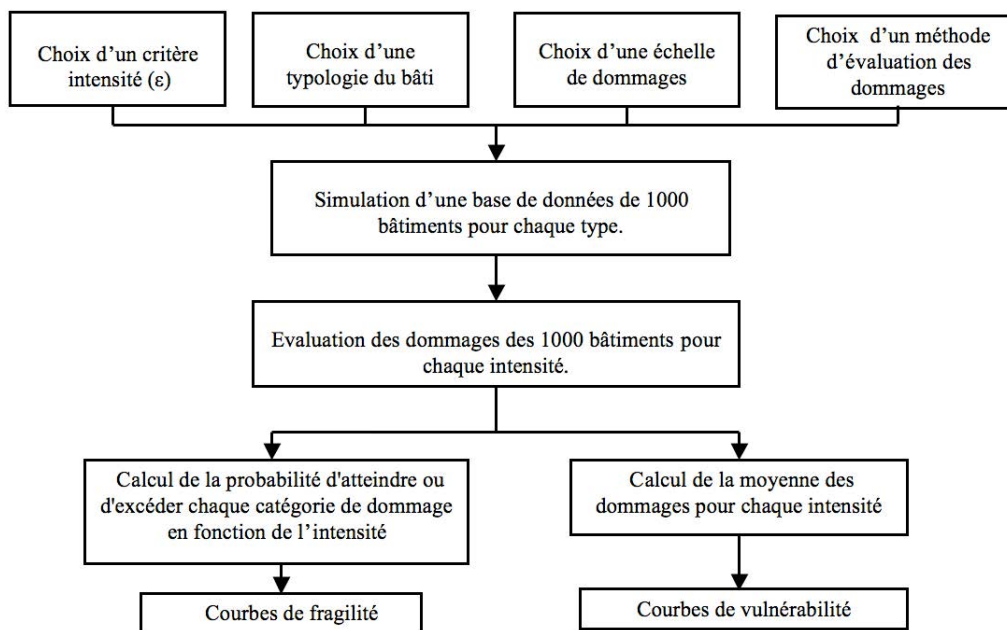


Figure 19. Algorithme pour le calcul des fonctions de vulnérabilité en zone d'affaissement minier.



## 2.5.2 Développement d'une typologie pour les bâtiments en zone d'affaissement minier

Dans le contexte des affaissements miniers, il n'existe pas de typologie semblable aux typologies développées en génie parasismique (HAZUS 2003). Une typologie a été développée, sur la base des critères de vulnérabilité utilisés par les méthodes empiriques, des connaissances du comportement des ouvrages en zone d'affaissement (partie 1.5.1 chapitre 1), sur la base d'études typologiques effectuées dans le bassin ferrifère lorrain sur la ville de Nonkeil (Simonet 2001) et sur la base des typologies de bâtiments développées dans d'autres contextes : aléa volcanique (Spence *et al.* 2005) ou sismique (HAZUS 1999 et ATC 13, EMS 98).

Au final, nous avons considéré quatre paramètres principaux :

- **Les matériaux** : ce paramètre est lié à la raideur et de la résistance de la structure. C'est un paramètre également utilisé par les méthodes pondérales d'évaluation des dommages. La vulnérabilité de l'ouvrage augmente avec sa raideur, mais diminue avec sa résistance.
- **La longueur** : ce paramètre est utilisé par la totalité des méthodes d'évaluation des dommages. La vulnérabilité de l'ouvrage augmente avec sa longueur.
- **Les fondations** : ce paramètre permet de prendre en compte l'influence de la partie de la structure en contact avec le terrain sur la transmission des efforts. La présence de caves agit comme un facteur défavorable car elle augmente les surfaces en contact avec le sol. La présence de dalles agit comme un facteur favorable en permettant une reprise des efforts.
- **La forme du bâtiment** : ce paramètre permet de prendre en compte le comportement plus ou moins simple et homogène des bâtiments et le risque d'apparition de concentration de contraintes ou de phénomènes de torsion. Les deux méthodes polonaises (Kwiatek 1998, Dzegnuik *et al.* 1997) considèrent que les bâtiments qui ont une forme simple et compacte sont moins endommagés que les bâtiments qui ont une forme complexe et démembrée.

Le détail de la typologie est décrit ci-après. Pour le sigle de chaque type, on a utilisé l'expression anglaise de chaque critère, dans un souci d'homogénéité avec les typologies existantes vis-à-vis d'autres aléas.

### a) Critère 1 : Matériaux

#### • Structures en maçonnerie

- Bâtiments en maçonnerie non renforcés en moellons, pierre tout venant (fieldstone), Adobe, brique crue (**UR**) «Unreinforce masonry with **R**ubble stone, ... »
- Bâtiments en maçonnerie non renforcée en brique + mortier, bloc de béton (**UB**) «Unreinforced brick/concrete **b**locks »
- Bâtiments en maçonnerie de briques renforcées et maçonnerie confinée (**RM**) «Reinforced **M**asonry Bearing Walls »

#### • Structures en béton armé

- Structures à ossature en béton armé (**CF**) «Reinforced concrete **f**rame structures »
- Structures avec des murs en béton armé (**CS**) «Reinforced concrete **s**hear wall structures »

#### • Structures en charpente métallique (**ST**) « Steel buildings »

#### • Structures en bois (**WO**) «Wood buildings »

### b) Critère 2 : Longueur des bâtiments

- Petite  $L \leq 10 \text{ m}$  (**L**) «Low »

- Moyenne  $11 \leq L \leq 20$  m (**M**) «Medium »
- Grand  $21 \leq L \leq 30$  m (**H**) «High Length »
- très grand  $31 < L \leq 40$  m (**V**) «Vety High Length »
- Exceptionnel  $L \geq 41$  m (**E**) «Exceptional Length »

**c) Critère 3 : Fondations**

- Fondation avec vide sanitaire et plancher rigide type « béton armé » (**UC**) ou plancher souple type « bois » (**UW**) « Underfloor space with or without concrete roof» (Figure 20 -a).
- Fondation sans vide sanitaire avec plancher rigide type « béton armé » (**SS**) ou plancher souple type « bois » (**SW**) «Simple fondation with or without reinforce concrete slab»(Figure 20 -b).
- Cave sans dalle avec plancher rigide type « béton armé » (**CS**) ou plancher souple type « bois » (**CW**) « Cellar without concrete slab with or without reinforce concrete floor» (Figure 20 -c).
- Cave avec dalle et plancher rigide type « béton armé » (**WC**) ou plancher souple (**WW**) «Cellar with concrete slab with or without reinforce concrete floor» (Figure 20-d).
- Radier (effet radier) (**RA**) « Raft » (Figure 20-e).

Si on compare les types b et d dans la Figure 20, le type de fondation « b » en zone de compression a l'avantage d'être plus résistant que le type d, en raison de la différence de surface sur laquelle peuvent s'exercer des contraintes de compression.

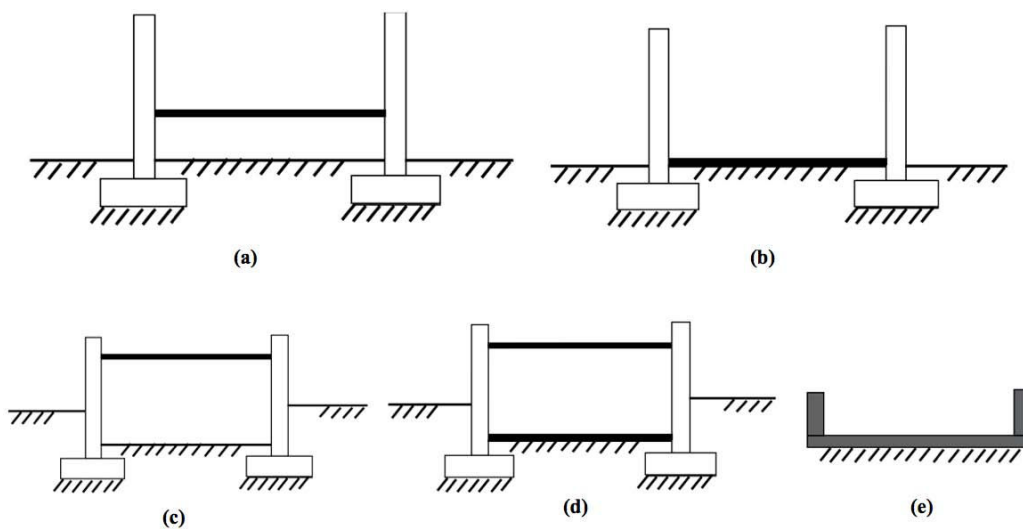


Figure 20. Illustrations des différents types de fondations considérés dans la typologie du bâti.

**d) Critère 4 : Forme**

Le dernier critère utilisé pour définir une typologie des bâtiments en zone d'affaissement minier est la forme et la structure en plan des bâtiments. On considère 3 catégories principales pour l'architecture extérieure et deux catégories secondaires pour l'architecture intérieure des bâtiments.

- Forme simple avec architecture intérieure régulière (**SG**) ou irrégulière (**SB**) « Simple external shape with good symmetry or bad symmetry of the bearing walls » .

- Forme légèrement démembrée avec architecture intérieure régulière (**LG**) ou irrégulière (**LB**) « Little dismembered external shape with good symmetry or bad symmetry of the bearing walls »
- Forme fortement démembrée avec architecture intérieure régulière (**DG**) ou irrégulière (**DB**) « Strongly dismembered external shape with good symmetry or bad symmetry of the bearing walls »

Si on considère toutes les combinaisons possibles entre les différentes catégories des 4 critères de la typologie, on peut avoir 1890 types théoriques de bâtiments (nombre de types théoriques = matériaux \* longueur \* fondation \* forme = 7\*5\*9\*6 = 1890). L'application de cette typologie aux bâtiments d'une ville conduit à ne conserver qu'un nombre réduit de types. Par exemple, l'application de cette typologie à la ville de Nondkeil en Lorraine (Simonet 2001), permet de classer 70% des bâtiments dans 5 types (Tableau 25). Par extension, la majorité des bâtiments du bassin ferrifère lorrain peuvent être classés dans les 5 types du Tableau 25.

**Tableau 25: Type de bâtiments les plus courants dans bassin ferrifère de Lorrain.**

Nom du type abrégé	Matériau	Longueur	Fondation	Forme	Nom du type complet
URM1	(UR)	(M)	(SW)	(SG)	URMSWSG
URM2	(UR)	(M)	(WC)	(SG)	URMWCLG
URM3	(UR)	(H)	(WC)	(LG)	URHWCLG
RM1	(RM)	(M)	(WC)	(LG)	RMMWCLG
CF1	(CF)	(M)	(WC)	(SB)	CFMWCSB

### 2.5.3 Développement des courbes de vulnérabilité et fragilité

#### a) Développement d'une base de données de bâtiments de chaque type

La méthodologie utilisée pour développer des courbes de fragilité et des courbes de vulnérabilité est décrite sur la Figure 19. La déformation horizontale du terrain est utilisée comme critère d'intensité, une typologie de bâtiments est développée, et cinq méthodes d'évaluation des dommages peuvent être utilisées pour l'évaluation du dommage dans chaque bâtiment. L'étape suivante consiste à simuler une base de données de chaque bâtiment. Il s'agit donc de traduire les caractéristiques typologiques (Tableau 25) en valeurs numériques des paramètres utilisés par les différentes méthodes empiriques.

Certains paramètres, comme la longueur, les matériaux ou la forme peuvent être immédiatement déduits de la typologie. D'autres paramètres sont davantage discutables et peuvent nécessiter une connaissance supplémentaire du bâti pour le développement de fonctions de vulnérabilité pertinentes sur un site donné (état initial de la structure, typologie des linteaux, rigidité du sol...). Les exemples développés dans ce chapitre ont donc été adaptés au cas des ouvrages du bassin ferrifère lorrain. Chaque paramètre est défini avec une variabilité qui caractérise d'une part la variabilité réellement observée sur les bâtiments d'un même type et d'autre part l'incertitude relative au paramètre.

Le Tableau 26 explicite la variabilité des caractéristiques du type CF1 pour chaque méthode empirique. L'annexe 2 présente cette variabilité pour les autres types du Tableau 25.

Une base de données regroupant 1000 bâtiments théoriques de chaque type est simulée sur la base de la variabilité des paramètres définis dans le Tableau 26 et l'annexe 2 et en considérant des répartitions statistiques uniformes. Des tests préliminaires avec un nombre de bâtiments compris entre 200 et 2000 a montré que 1000 bâtiments constituait un juste compromis entre robustesse des résultats et rapidité des temps de calculs.

Par exemple, le paramètre longueur pour le type CF1 varie de 10 à 20 m. La longueur de chacun des 1000 bâtiments est alors choisie aléatoirement entre 10 m et 20 m.

Les paramètres relatifs aux matériaux de fondation, type de fondation, forme, typologie des caves et du plancher bas sont déduits directement de la typologie étudiée.

Les paramètres de rigidité et de protection des bâtiments dépendent de deux catégories de la typologie : « matériaux » et « fondation ». Le paramètre d'état technique du bâtiment utilisé dans la méthode de Kwiatek est déterminé en considérant qu'en Lorraine, les bâtiments en maçonneries non renforcées sont plus anciens et que l'état technique de ceux-ci est généralement plus mauvais que pour les bâtiments en béton armé.

Certains paramètres, comme la hauteur du bâtiment, le paramètre de rayon de la cuvette (utilisé dans la méthode de Yu *et al.* 1988), les différents éléments de construction (type de linteau dans la méthode Kwiatek 1998), et le paramètre de terrain d'assise (Dzegniuk *et al.* et Kwiatek), sont choisis en fonction des particularités du bassin ferrifère lorrain :

- Rayon de la cuvette entre 100 m et 500 m.
- Hauteur des bâtiments entre 5 m et 9 m (la plupart des bâtiments ont un ou deux étages).
- Pas d'arc ou de voûte dans les bâtiments (aucun linteaux en arc).
- Terrain peu compressible ou non compressible (existence d'un substratum rocheux à une profondeur de quelques mètres).

**Tableau 26. Variabilités des critères utilisés par chaque méthode empirique pour caractériser le type CF1. Dans ce tableau, les valeurs longueur, hauteur et rayon d'affaissement sont exprimés en mètres. Les autres paramètres, utilisés dans les méthodes pondérales, sont exprimés en nombre de points.**

Type de bâti	Méthode Empirique	Bâtiment											Terrain et affaissement				
		Longueur [m]	Hauteur [m]	Matériel	Rigidité	Fondation	Matériel de fondation	Forme	Parois des cave	Plancher de l'étage le plus bas	Liteaux	Protection	Autre éléments de construction	Condition	Etat technique du bâtiment	Terrain d'assise	Rayon de la Cuvette [m]
CF	NCB (1975) or Wagner et Schümann (1991)	10-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Yu <i>et al.</i> (1988)	10-20	5-8	2-4	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100-500
	Dzegniuk <i>et al</i> (1997).	10-20	-	-	0-2	0-1	-	1-5	-	-	-	0-1	-	0-4	-	8-12	-
	Kwiatek (1998)	10-20	-	-	-	0-2	0-2	2-4	0-1	0-2	1-2	0-2	0-2	0-2	0-2	4-8	-

**b) Développement de courbes et fonctions de vulnérabilité**

Selon la Figure 19, l'étape suivante de la détermination des courbes de vulnérabilité et fragilité est l'évaluation des dommages pour l'ensemble des 1000 bâtiments et pour différentes valeurs de la déformation horizontale comprise entre 0 et 10 mm/m (les dommages sont proches du niveau D<sub>4</sub> au-delà). Pour ce faire, chaque méthode empirique a été implémentée dans le logiciel Mathematica (Wolfram 2008). Pour chaque valeur de la déformation horizontale, on obtient donc 1000 résultats de dommages. La probabilité de dommages dans chaque classe de dommage "P(D<sub>i</sub>)" est alors calculée avec l'Équation 12.

$$\text{Équation 12} \quad P(D_i) = \frac{N(D_i)}{n}$$

N(D<sub>i</sub>) est le nombre de bâtiments dans la classe de dommage D<sub>i</sub> et n est le nombre total de bâtiments (n = 1000).

La courbe de vulnérabilité qui exprime la relation entre la moyenne des dommages et la déformation horizontale du terrain (critère d'intensité) avec l'Équation 13.

$$\text{Équation 13} \quad \mu_D(\varepsilon) = \sum_{i=1}^4 P(D_i) \cdot D_i$$

Où μ<sub>D</sub>(ε) est la moyenne de dommage pour la valeur de déformation horizontale ε. P(D<sub>i</sub>) est la probabilité de dommages dans la catégorie D<sub>i</sub>.

La courbe de vulnérabilité obtenue dépend de la méthode d'évaluation des dommages utilisée. Les résultats numériques obtenus avec la méthode moyenne MD(ε) (Équation 11) pour le type CF1 sont présentés dans le Tableau 27.

**Tableau 27. Résultats numériques pour la détermination de la courbe de vulnérabilité du type de bâti CF1 basée sur la méthode moyenne MD(ε) (Équation 11). Les valeurs représentent la probabilité de dommages pour chaque classe de dommage et chaque intensité. La dernière ligne est la moyenne des dommages pour chaque valeur de déformation horizontale.**

ε [mm/m]	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	>9
P[D <sub>1</sub> ] [%]	100	100	100	91	48	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>2</sub> ] [%]	0	0	0	9	52	99	82	48	40	6	1	1	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>3</sub> ] [%]	0	0	0	0	0	0	18	52	60	69	73	73	8	2	2	2	2	2	0
P[D <sub>4</sub> ] [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25	26	26	92	98	98	98	98	98	100
% cumulé	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Moyenne des dommages	1	1	1	1.1	1.5	2	2.2	2.5	2.6	3.2	3.2	3.9	4	4	4	4	4	4	4

Les résultats obtenus sont représentés sur la Figure 21. On observe une distribution des valeurs discontinue qui est la conséquence de l'utilisation des valeurs seuils dans l'ensemble des méthodes

empiriques (Tableau 22). Ce résultat n'est pas compatible avec la réalité puisque la moyenne des dommages doit continûment augmenter avec l'augmentation de la déformation horizontale. Cette hypothèse est corroborée par la forme de toutes les fonctions de vulnérabilité développées dans d'autres domaines et qui sont couramment modélisées par une fonction tangente hyperbolique (Lagomarsino *et al.* 2003). Pour déterminer une courbe de vulnérabilité continue, nous avons cherché à ajuster une fonction tangente hyperbolique (Équation 14) sur les résultats numériques obtenus, comme pour les méthodes macrosismiques (chapitre 1).

Équation 14  $\mu_D(\varepsilon) = a[b + \text{Tanh}(c \cdot \varepsilon + d)]$

Où  $\mu_D(\varepsilon)$  est la moyenne des dommages pour une valeur de déformation horizontale du terrain «  $\varepsilon$  », et a, b, c et d sont quatre coefficients qui doivent être déterminés pour chaque type de bâtiment.

Ces paramètres ne sont pas indépendants, deux relations existent entre eux. Selon le Tableau 22, pour une déformation horizontale égale à zéro, il n'y a pas de dommages aux bâtiments, et pour une déformation horizontale supérieure à 9 mm/m, la moyenne de dommages des bâtiments est maximale et égale à quatre (valeur maximale de l'échelle de dommages). Par conséquent, cela conduit à deux conditions limites précisées dans l'Équation 15, et seulement deux paramètres (par exemple c, d) doivent encore être déterminés.

Équation 15 
$$\begin{cases} \mu_D(0) = 1 \\ \mu_D(9) = 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a = \frac{1}{[(\frac{\text{Tanh}(d + 9 \cdot c) - 4 \cdot \text{Tanh}(d)}{3}) + \text{Tanh}(d)]} \\ b = \frac{\text{Tanh}(d + 9 \cdot c) - 4 \cdot \text{Tanh}(d)}{3} \end{cases}$$

Nous avons utilisé une méthode de régression non linéaire pour ajuster la valeur de ces deux paramètres. Le résultat obtenu pour le type CF1 est montré sur la Figure 21.

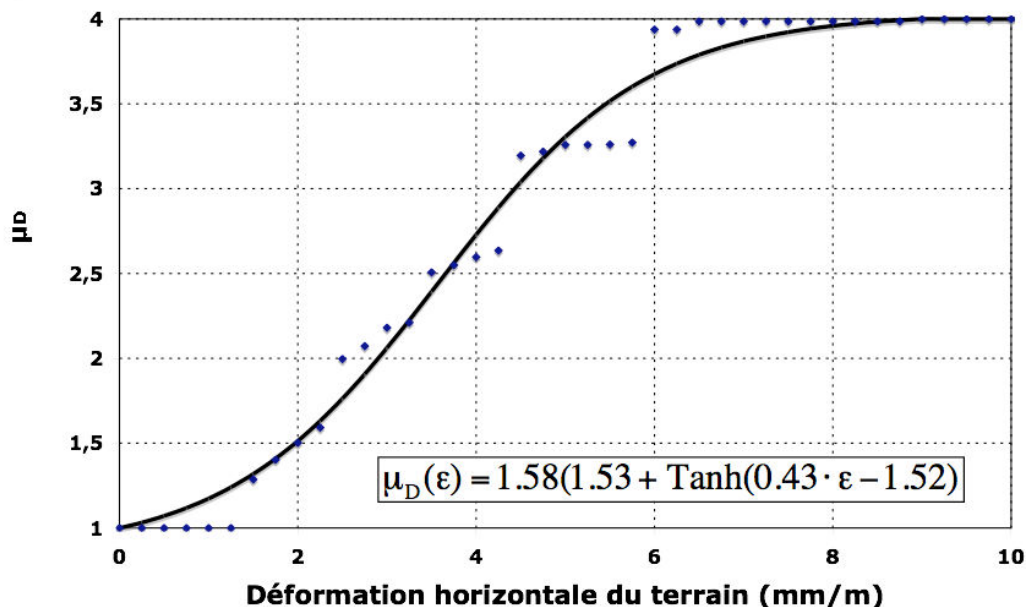


Figure 21. Courbe et fonction de vulnérabilité pour les bâtiments de type CF1.

La courbe de vulnérabilité dépend de la méthode d'évaluation des dommages utilisée. La Figure 22 présente les différents résultats obtenus par plusieurs méthodes d'évaluation de dommages pour le

type URM2 (Tableau 25). Les résultats obtenus avec chaque méthode montrent des différences importantes. En particulier, comme on a vu dans la partie 2.4 (Figure 18), la méthode de NCB ou Wagner et Schümann (NCBWD( $\epsilon$ )) donne moins de dommages que les autres méthodes. Elle apparaît donc globalement moins sécuritaire. La méthode moyenne MD( $\epsilon$ ) donne logiquement une courbe moyenne. Dans le cas où aucune raison contextuelle ne permet de privilégier une méthode d'estimation par rapport à une autre, on peut considérer que la méthode moyenne MD( $\epsilon$ ) doit être utilisée pour estimer la répartition de dommages la plus probable.

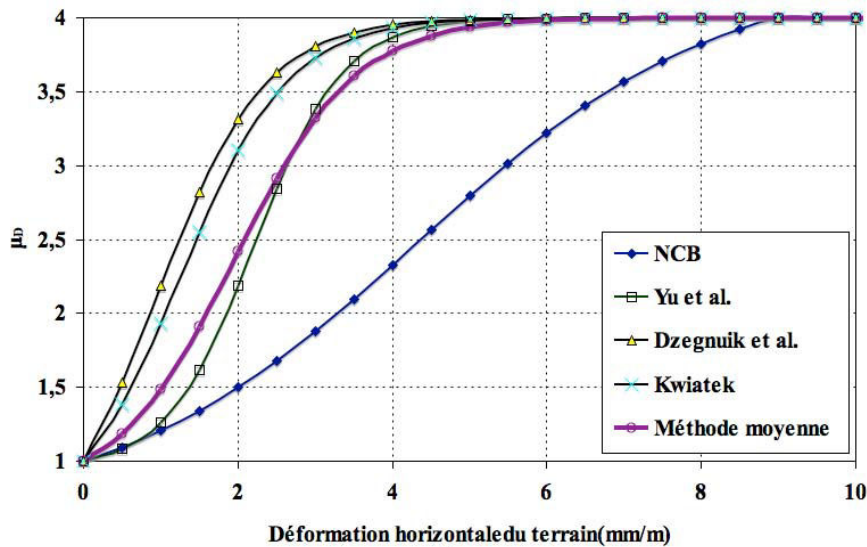


Figure 22. Courbes de vulnérabilité de type URM2 obtenues pour chaque méthode empirique.

Les résultats des courbes de vulnérabilité obtenus avec la méthode moyenne pour chaque type défini dans le Tableau 25, sont représentées sur la Figure 23.

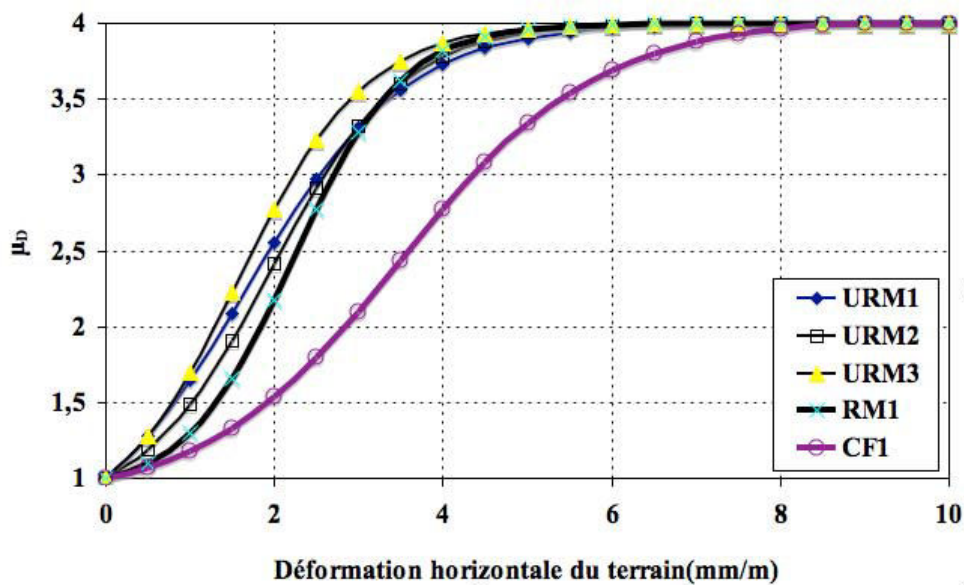


Figure 23 : Courbes de vulnérabilité obtenues avec la méthode moyenne pour chaque type de bâti défini dans le Tableau 25.



Les résultats montrent que la moyenne des dommages pour un bâtiment en béton armé (type CF1) est inférieure à celle d'une construction en maçonnerie renforcée (type RM1), elle même inférieure à celle d'une maçonnerie non renforcée (URM1, URM2, URM3). En outre, la comparaison des trois types de bâtiments en maçonnerie non renforcée, montre très peu de différences. Néanmoins, on observe que le type URM3 est le plus vulnérable ce qui est justifié compte tenu des valeurs plus importantes de la longueur du bâtiment. Le type URM1 est un peu plus vulnérable que le type URM2. Ces deux type ne diffèrent que par leur paramètre de fondation (vide sanitaire pour URM1 et cave avec dalle en béton pour URM2). La présence d'un vide sanitaire pour le type URM1 conduit à un porte-à-faux qui n'existe pas pour le type URM2 en raison de la dalle en béton de la cave. Ce porte-à-faux étant jugé défavorable pour la résistance des bâtiments en zone d'affaissement minier (influence des déformations horizontales), le résultat apparaît cohérent.

La Figure 24 permet de comparer l'écart type des dommages, calculé pour chaque valeur de la déformation horizontale du terrain, pour les deux types URM1 et URM2 (avec la méthode moyenne). On observe que même si ces deux types ont globalement la même courbe de vulnérabilité, ils diffèrent par leur écart type. Le type URM2 est globalement caractérisé une dispersion plus importante des dommages autour de la valeur moyenne.

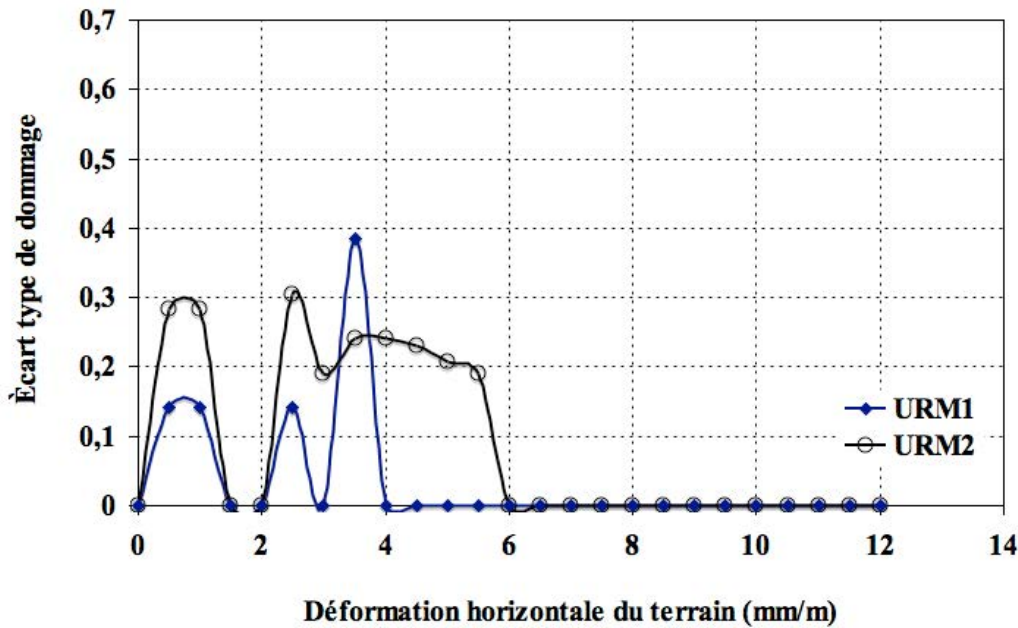


Figure 24. Comparaison de l'écart type des dommages pour les types URM1 et URM2, par le méthode moyenne.

### c) Développement des courbes de fragilité

Les courbes de fragilité sont des relations qui relient, pour un type de bâtiment, la probabilité d'atteindre ou dépasser un niveau de dommage aux valeurs de la déformation horizontale "ε". Ces courbes sont obtenues directement à partir des résultats du Tableau 27 pour le type CF1 (cf. annexe 2 pour les autres types). La probabilité d'atteindre ou dépasser un niveau de dommages est calculée à partir de l'Équation 16.

$$P(\text{Dommage} \geq D_i) = 1 - P(\text{Dommage} < D_i)$$

Équation 16

$$P(\text{Dommage} < D_i) = \sum_{j=1}^{i-1} \frac{N(D_j)}{n} = \sum_{j=1}^{i-1} P(D_j)$$

$P(\text{Dommage} \geq D_i)$  est la probabilité que les dommages atteignent ou dépassent le niveau de dommage " $D_i$ ", " $N(D_j)$ " est le nombre de bâtiments dont le niveau de dommage est " $D_j$ " et " $n$ " est le nombre total de bâtiments simulés ( $n = 1000$ ).  $P(D_j)$  est la probabilité de dommage dans la catégorie " $D_j$ ".

La représentation des résultats sur la Figure 25 met de nouveau en évidence l'existence de discontinuités des points provoquée par l'utilisations de valeurs seuils de la déformation horizontale dans la majorité des méthodes. Nous avons essayé de trouver une équation continue et à l'aide de la distribution lognormale (Équation 17), par similitude avec les fonctions mathématiques couramment utilisées dans d'autres domaines (Kircher *et al.* 1997, Carlos *et al.* 2005, Spence *et al.* 2005, Chapitre 1).

$$\text{Équation 17} \quad P[\text{Dommage} \geq D_i / \varepsilon] = \int_0^\varepsilon \frac{1}{\varepsilon \sigma \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(\varepsilon) - \mu}{\sigma}\right)^2\right] d\varepsilon$$

Dans cette équation,  $P(\text{Dommage} \geq D_i / \varepsilon)$  est la probabilité d'atteindre ou de dépasser un niveau de dommage  $D_i$  pour la valeur de déformation horizontale  $\varepsilon$ .  $\mu$  et  $\sigma$  sont respectivement la moyenne et l'écart-type de  $\ln(\varepsilon)$  et doivent être déterminés pour chaque type de bâtiment et chaque méthode empirique utilisée. Nous avons utilisé une méthode de régression non linéaire pour trouver les meilleures valeurs de ces paramètres.

Les résultats obtenus avec la méthode moyenne, pour le type CF1, sont représentés sur la Figure 25 (cf. annexe 2 pour les autres types). Les paramètres  $\mu$  et  $\sigma$  (Équation 17) obtenus avec la méthode moyenne pour l'ensemble des types de bâti sont indiqués dans le Tableau 28.

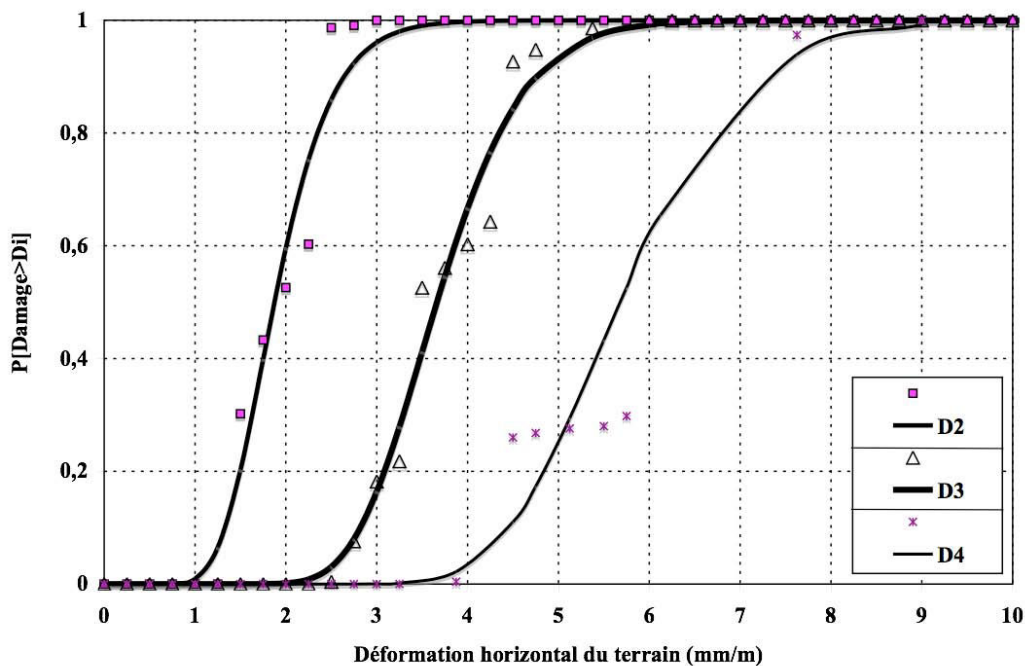


Figure 25. Courbes de fragilités du type CF1 ; résultats numériques des probabilités cumulées de dommages pour le type de bâti CF1 et ajustement d'une fonction lognormale.

**Tableau 28. Valeurs de  $\mu$  et  $\sigma$  des fonctions de fragilité calculées avec la méthode moyenne, pour tous les types de bâtis définis dans le Tableau 25.**

Type de bâtiment	Léger ( $D_2$ )		Appréciable ( $D_3$ )		Sévère et très sévère ( $D_4$ )	
	$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
URM1	-1,97	0,75	0,76	0,026	1,28	0,1
URM2	0,07	0,11	0,98	0,11	1,35	0,1
URM3	-0,4	0,25	0,81	0,12	1	0,1
RM1	0,32	0,42	0,98	0,1	1,3	0,15
CF1	0,63	0,28	1,3	0,2	1,73	0,18

Les valeurs de  $\mu$  et  $\sigma$  peuvent s'interpréter. L'augmentation de la valeur de  $\mu$  conduit à un décalage vers la droite des courbes de fragilité (ie. vulnérabilité plus faible car  $P(\text{Dommage} > D_i)$  diminue). L'augmentation de la valeur de  $\sigma$  conduit à une diminution de la pente de la courbe et donc à une plus grande dispersion des dommages (cf. annexe 1, Figure 102, Figure 103).

## 2.6 Application et validation de la méthodologie pour les bâtiments en maçonnerie, en Lorraine

Entre 1996 et 1999, cinq affaissements miniers se sont produits dans le bassin ferrifère Lorrain et ont été à l'origine de nombreuses conséquences physiques et sociales. Trois communes (Auboué, Moutiers et Roncourt) ont été touchées par ces phénomènes. Une base de données existe, qui relie le dommage observé dans chaque bâti en fonction de leur position dans la cuvette (Deck 2002). Cette base de données a été utilisée pour confronter les résultats des courbes de vulnérabilité obtenues avec les dommages observés. Pour ce faire, il est nécessaire de caractériser chaque bâtiment des communes impactées par leur type, leur dommage et la déformation horizontale.

Concernant le type, la majorité des bâtiments des communes impactées sont en maçonnerie non renforcée, de longueur inférieure à 20 mètres. Une minorité sont des ouvrages récents (une trentaine d'années) avec un emploi important du béton (dallages et parpaings). À Moutiers et Roncourt, ces bâtiments sont en grande majorité non accolés et les courbes calculées précédemment (Figure 23) sont globalement représentatives des bâtiments de ces communes. Les bâtiments dans la ville de Auboué ne sont pas considérés pour cette analyse, car ces bâtiments sont accolés et qu'il conviendrait de considérer une typologie de bâtiments avec une longueur plus importante.

La base de données existante ne contient que les bâtiments dégradés et ne tient donc pas compte des bâtiments intacts. Ces bâtiments sont classés selon l'échelle de Bhattacharya et Singh (1984) dans trois catégories de dommages, architecturale, fonctionnelle et structurelle. En revanche, l'échelle de dommages utilisée pour développer des fonctions de vulnérabilité comporte 4 niveaux (Tableau 20). Pour la validation des fonctions développées, nous avons complété la base de données existante avec les bâtiments intacts. Puis nous avons considéré que les bâtiments intacts appartenaient à la classe de dommage  $D_1$  et que les dommages architecturaux, fonctionnels et structurels appartenaient respectivement aux classes  $D_2$ ,  $D_3$  et  $D_4$ . Cette base de données est présentée dans l'annexe 2.

La difficulté principale de l'étape de validation est le calcul de la déformation horizontale du terrain dans le voisinage de chaque bâtiment. La surveillance qui a été mise en œuvre lors de l'occurrence des affaissements ne permet que de connaître l'affaissement vertical. La déformation horizontale est alors estimée à partir d'un profil de déformation simplifié et linéarisé permettant d'affecter une valeur significative de la déformation horizontale des terrains à chaque structure, sans pour autant s'embarrasser d'une précision superflue compte tenu de l'absence de mesures réelles de la déformation horizontale. La Figure 26 explicite la démarche qui repose sur quatre hypothèses fortes :

- La déformation horizontale maximale de traction et de compression ont la même valeur absolue.
- La déformation horizontale prend une valeur nulle en trois points caractéristiques de la cuvette : au niveau du point d'inflexion des profils de l'affaissement vertical, au centre de la cuvette d'affaissement et au bord de la cuvette.
- La déformation horizontale de traction est maximale au quart de la distance entre le point d'inflexion et le bord de la cuvette. Cette dimension a été choisie après observation de la représentation des profils théoriques de la déformation horizontale et permet de synthétiser correctement leur forme générale.
- La déformation horizontale de compression est maximale au quart de la distance entre le point d'inflexion et le centre de la cuvette.

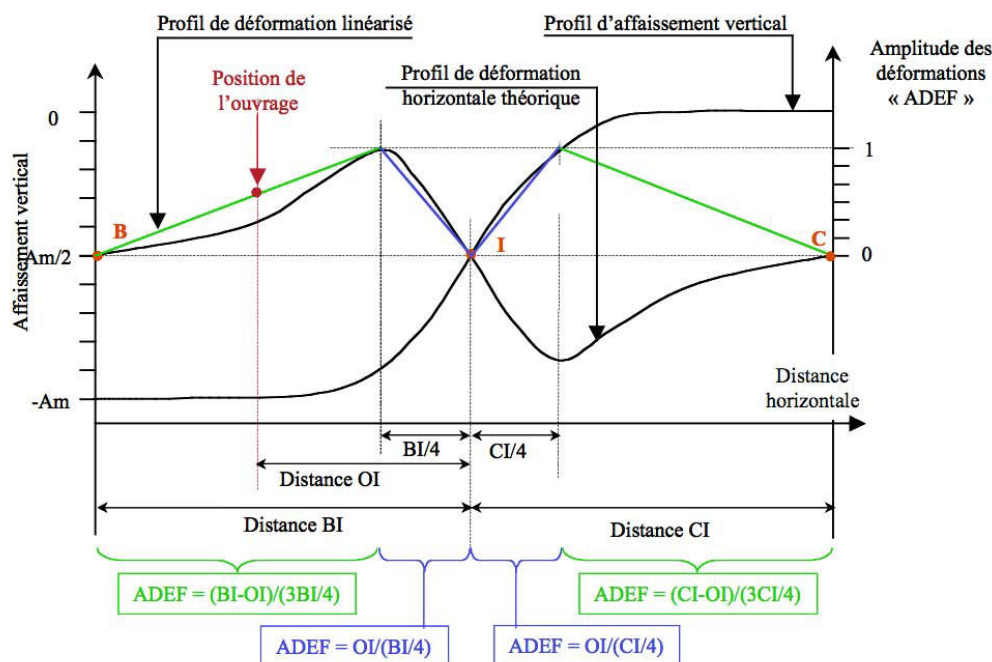


Figure 26. Définition de l'amplitude des déformations horizontales du terrain.

Par ailleurs, la variable ADEF (Figure 26) ne représente que l'amplitude des déformations, au sens où elle est strictement positive et comprise entre 0 et 1. Elle confond donc la zone de compression et celle de traction et elle ne permet pas, à elle seule, d'estimer la valeur de la déformation horizontale.

La valeur de la déformation horizontale au niveau de chaque bâti est obtenue en multipliant ADEF par la valeur de la déformation maximale :

$$\text{Équation 18} \quad \varepsilon = \text{ADEF} * \varepsilon_{\max}$$

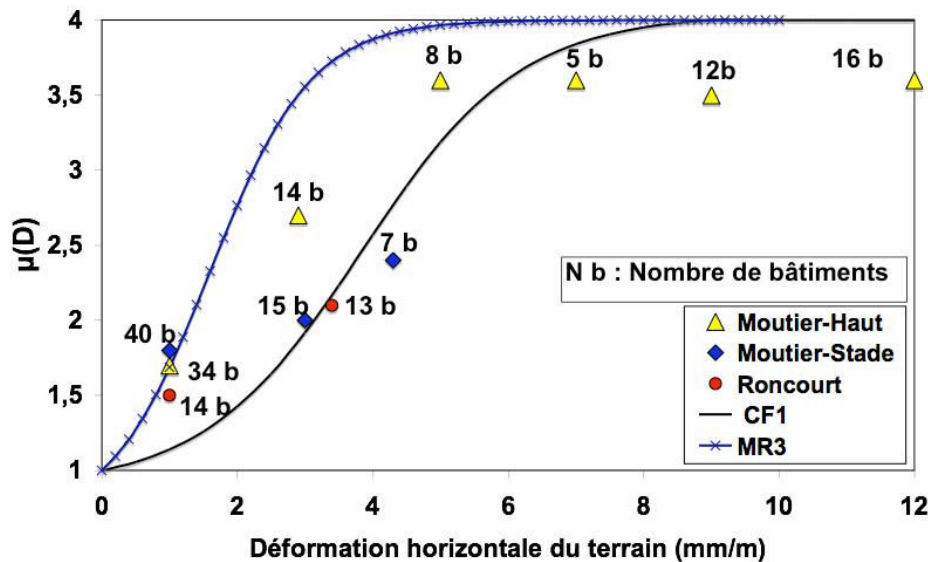
Avec  $\varepsilon_{\max}$  la déformation maximale du terrain dans la cuvette d'affaissement calculée par la relation  $\varepsilon_{\max} = K.A_m/H$  (K un coefficient compris entre 1 et 1,5 dans le bassin ferrifère de la Lorraine et pris égal à 1,25 dans cette analyse - Al Heib 2002).

De cette manière, on peut calculer la déformation horizontale du terrain au niveau de chaque bâtiment. Ensuite les bâtiments sont regroupés au sein de classes d'intensités de la déformation horizontale (par exemple entre 2 et 4 mm/m - Tableau 29) et on calcule la moyenne de la déformation  $\mu_\varepsilon$  et la moyenne des dommages  $\mu_D$  pour ces bâtiments. Le Tableau 29 présente les résultats obtenus pour trois affaissements (Moutier-Haut, Moutier-Stade et Roncourt).

**Tableau 29. Synthèse des dommages observés dans la région Lorraine pour trois affaissements. Les valeurs moyennes des dommages et de la déformation sont calculées afin de comparer les observations avec les courbes de vulnérabilité empiriques.  $N_b$  indique le nombre de bâtiments concernés.**

Moutier-Haut				Moutier-Stade				Roncourt			
$\varepsilon_{\text{Terrain}}$ [mm/m]	$\mu_e$	$\mu_D$	$N_b$	$\varepsilon_{\text{Terrain}}$ [mm/m]	$\mu_e$	$\mu_D$	$N_b$	$\varepsilon_{\text{Terrain}}$ [mm/m]	$\mu_e$	$\mu_D$	$N_b$
$\leq 2$	1	1,73	34	$\leq 2$	1	1,87	40	$\leq 2$	1	1,5	14
2-4	2,9	2,71	14	2-4	3,2	2	15	$\geq 2$	3,4	2,1	13
4-6	5	3,63	8	4-6	4,3	2,42	7				
6-8	7	3,6	5								
8-10	9	3,5	12								
$\geq 10$	12	3,62	16								

La représentation superposée des résultats des dommages observés et des courbes de vulnérabilité des types URM3 et CF1 (courbes extrêmes) est présentée sur la Figure 27. On observe que les courbes de vulnérabilité calculées reproduisent de manière satisfaisante les dommages observés. Néanmoins, pour les grandes valeurs de la déformation horizontale les courbes semblent surestimer les dommages. Cette surestimation peut signifier qu'il existe toujours certains bâtiments qui résistent mieux que prévu. Il n'est, par exemple, pas rare d'observer dans les zones touchées par des séismes que des bâtiments isolés ont résisté alors que d'autres bâtiments similaires se sont effondrés. Un phénomène similaire peut exister vis-à-vis de l'aléa minier.



**Figure 27. Superposition des courbes de vulnérabilité des types CF1 et URM3 avec les dommages observés après trois affaissements dans bassin ferrifère de Lorraine.**

## 2.7 Conclusions

### 2.7.1 Conclusions générales

Ce chapitre décrit et applique une méthodologie pour le développement de courbes et fonctions de vulnérabilité et fragilité basées sur des méthodes empiriques d'évaluation des dommages en zone d'affaissement minier. Pour cela :

- Nous avons harmonisé les méthodes empiriques existantes et proposé certaines modifications. En particulier, nous avons :

- Utilisé une échelle de dommages comportant quatre niveaux ( $D_1$  à  $D_4$ ).
- Utilisé quatre classes de vulnérabilité pour l'ensemble des méthodes pondérales.
- Défini et justifié 16 valeurs seuils de la déformation horizontale du terrain pour estimer les dommages avec les méthodes pondérales.
- La déformation horizontale du terrain est choisie comme critère d'intensité.
- Nous avons développé une typologie adaptée aux bâtiments situés en zone d'affaissement minier. Cette typologie est basée d'une part sur les paramètres typologiques utilisés par les méthodes empiriques, d'autre part sur les connaissances existantes du comportement des bâtiments impactés par des affaissements miniers. Quatre paramètres sont définis : les matériaux de structure, la longueur du bâtiment, le type de fondation et la forme du bâtiment. La typologie est appliquée aux bâtiments de la région Lorraine, où la plupart des bâtiments peuvent être classés en cinq classes.
- Les courbes de vulnérabilité et fragilité sont basées sur la prise en compte d'une variabilité qui reflète à la fois la disparité des bâtiments au sein d'un même type et l'incertitude relative à l'évaluation de certains paramètres. Ces courbes sont obtenues par un calcul direct des dommages pour une base de données simulée de 1000 bâtiments du même type. Les résultats sont modélisés par des fonctions mathématiques, après une régression non linéaire. Les courbes de vulnérabilité sont modélisées par une fonction tangente hyperbolique, et les courbes de fragilité sont modélisées par une fonction de distribution lognormale.
- Les résultats des courbes de vulnérabilité montrent que les méthodes de NCB et Wagner et Schumann sont moins sécuritaires que les autres. Par conséquent, le choix de la méthode empirique utilisée pour évaluer les dommages de bâtiment et pour développer les courbes de vulnérabilité est discutable. Une méthode moyenne est considérée qui correspond à la valeur moyenne des dommages calculés avec chaque méthode.
- Les résultats des courbes de vulnérabilité pour les cinq types de bâtiments montrent des différences significatives entre les bâtiments en maçonnerie et des bâtiments en béton. La comparaison de ces résultats avec les dommages induits par les affaissements miniers dans le bassin ferrifère de lorraine met en évidence de fortes similitudes et permettent de valider la méthodologie utilisée.

### 2.7.2 Rappel des principales hypothèses utilisées

Ce chapitre a des objectifs méthodologiques (méthode de développement des courbes de vulnérabilité) et pratiques (utilisation future des courbes développées). Il convient alors de rappeler certaines hypothèses importantes, qui pourraient nécessiter des approfondissements. En particulier :

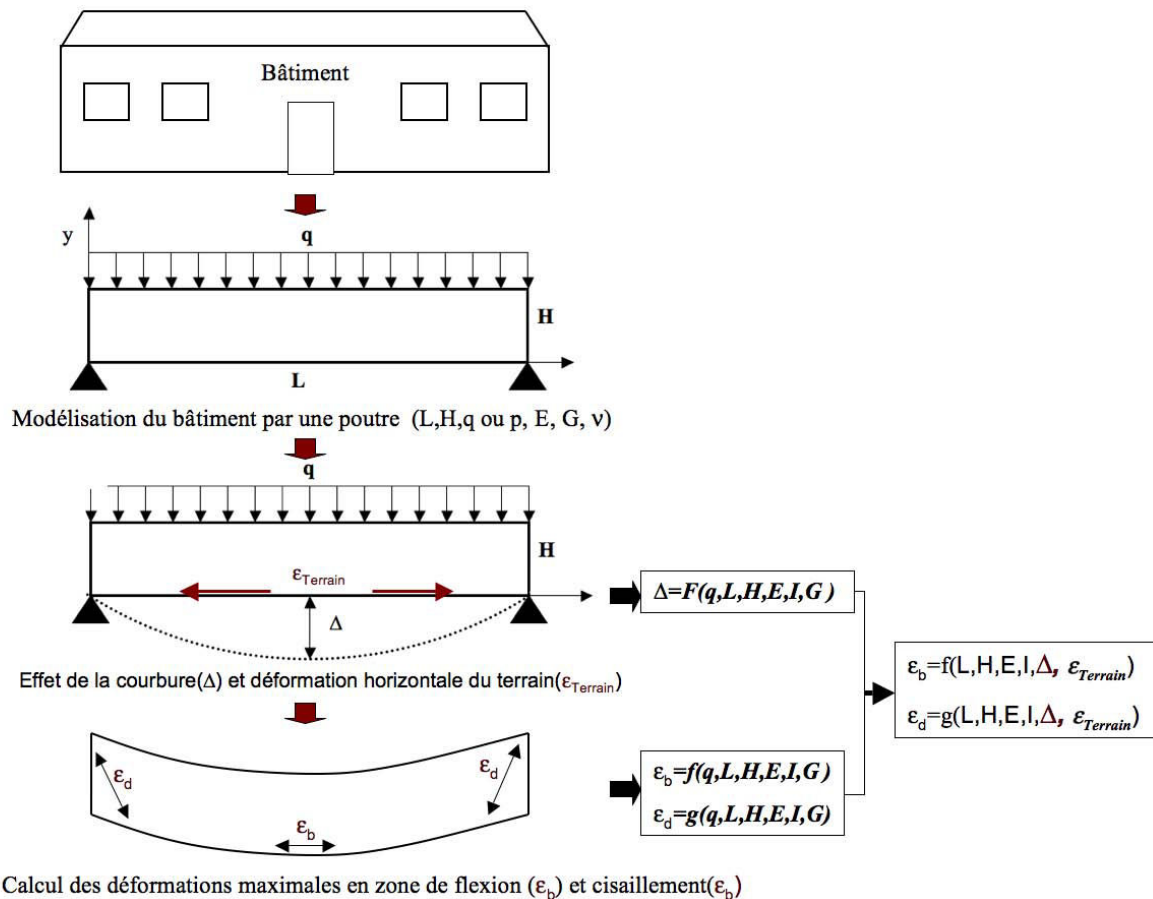
- Les variables utilisées dans les méthodes empiriques pour le développement des fonctions de vulnérabilité sont considérées comme indépendantes. Une étude plus détaillée est nécessaire afin de vérifier cette hypothèse ou, le cas échéant, afin de quantifier la corrélation entre ces variables. Par exemple, les bâtiments de faible longueur ont-ils la même probabilité d'avoir une architecture régulière que les bâtiments de grande longueur ?
- Nous avons proposé d'utiliser une méthode moyenne qui correspond à la moyenne des méthodes empiriques. Ce choix peut se justifier lorsque aucun élément ne permet de sélectionner une méthode en particulier. Ce choix mériterait d'être approfondi afin d'évaluer si la méthode moyenne peut être interprétée comme la méthode qui donne le dommage le plus probable.

### **3 CHAPITRE 3. DEVELOPPEMENT DE FONCTIONS DE VULNERABILITE BASEES SUR LES METHODES ANALYTIQUES**

Le but de ce chapitre est le développement de fonctions de vulnérabilité à l'aide des méthodes analytiques. Les méthodes analytiques sont brièvement introduites et comparées en introduction afin de choisir une famille de méthodes. Dans une seconde partie, la famille de méthodes est détaillée et des évolutions sont proposées afin de définir la méthode analytique retenue pour le développement des fonctions de vulnérabilité. Dans une troisième partie, on explique la méthodologie de calcul des courbes de vulnérabilité à l'aide des méthodes analytiques et on présente les résultats obtenus pour des bâtis représentatifs des ouvrages du bassin ferrifère lorrain.

#### **3.1 Introduction**

Dans le contexte de la vulnérabilité du bâti en zone d'affaissement minier, il existe plusieurs méthodes analytiques d'évaluation des dommages. La majorité de ces méthodes (Burland 1995, Boscardin et Cording 1989, Boone (1996, 2001) et Finno *et al.* 2005), considèrent le bâtiment comme une poutre au sens de la théorie des poutres (Timoshenko 1957). Un déplacement ( $\Delta$ ) est imposé à la poutre pour modéliser l'effet de la courbure du terrain et une déformation horizontale est imposée pour modéliser l'effet de la déformation horizontale du terrain. Un calcul analytique permet alors de calculer les déformations principales maximales dans la structure (Figure 28) et ces déformations sont alors comparées à des valeurs seuil, définissant un critère de rupture de la structure, afin de définir un niveau de dommage.



**Figure 28. Principes des méthodes analytiques pour l'évaluation des dommages en zone d'affaissement minier.**

La comparaison des hypothèses choisies pour chacune des méthodes existantes, conduit aux remarques suivantes :

- Premièrement, ces méthodes considèrent deux types de charge pour modéliser l'influence du poids propre du bâti : charge ponctuelle ou charge uniformément répartie. Les méthodes de Boscardin et Cording (1989) et Burland et Wroth (1974) considèrent les deux types de charge, mais seul le cas d'une charge ponctuelle est considéré pour le développement des graphes. Les méthodes de Boone (1996) et Finno *et al.* (2005) considèrent une charge répartie pour le poids du bâti, ce qui est plus réaliste.
- Deuxièmement, toutes les méthodes analytiques, à l'exception de la méthode de Boscardin et Cording (1989) considèrent le paramètre de déflexion ( $\Delta$ ) dans la poutre pour modéliser l'effet de la courbure du terrain. Boscardin et Cording(1989) considèrent le paramètre d'angle de distorsion. Les relations entre ces deux paramètres seront détaillées dans les paragraphes suivants.
- Troisièmement, les méthodes considèrent différents types de bâtiments. Les méthodes de Burland (1995) et Bosardin et Cording (1989) considèrent des bâtiments en maçonnerie qui sont modélisés par une poutre de section rectangulaire. La méthode de Boone (1996) considère trois types de bâtis qui sont des bâtiments en maçonnerie, des bâtiments avec une ossature en béton armé et des bâtiments avec une ossature en acier. La méthode de Finno *et al.*(2005) considère des bâtis à plusieurs étages dont l'inertie est calculée avec la succession des planchers en béton armé.
- Quatrièmement, la localisation de l'axe neutre est une question discutée dans la littérature. Dans la zone convexe, Burland et Wroth (1974), Boscardin et Cording (1989) et Finno *et al.*(2005) considèrent que l'axe neutre est probablement situé au bas de la poutre. Boone (1996) considère que la localisation de l'axe neutre est au centre de la poutre.



Compte tenu de la nature des ouvrages dans le bassin ferrifère lorrain, nous avons choisi d'utiliser des méthodes analytiques adaptées pour l'évaluation des dommages des ouvrages en maçonnerie. Ces méthodes sont celle de Burland et Wroth (1974), Boscardin et Cording (1989) et Bonne (2006). Dans la suite, nous détaillons la méthode de Burland (1995), qui reprend largement les méthodes précédemment citées, à partir de laquelle nous avons proposé certaines évolutions. Les autres méthodes sont détaillées dans l'annexe 2.

### 3.2 Méthode de Burland

#### a) Etape 1 : modélisation du bâti

Le principe de la méthode de Burland(1995) est illustré sur la Figure 28, complété par la Figure 29 et la Figure 30. Comme toutes les méthodes analytiques, Burland(1995) utilise la théorie des poutres pour modéliser un bâtiment. Les structures sont modélisées par des poutres homogènes, de comportement élastique linéaire isotrope (module de Young « E » et module de cisaillement « G »), de dimension L (longueur) sur H (hauteur) et d'épaisseur unitaire. La poutre repose sur deux appuis simples et est chargée verticalement par un effort ponctuel « P » ou répartie « q » représentant son poids propre.

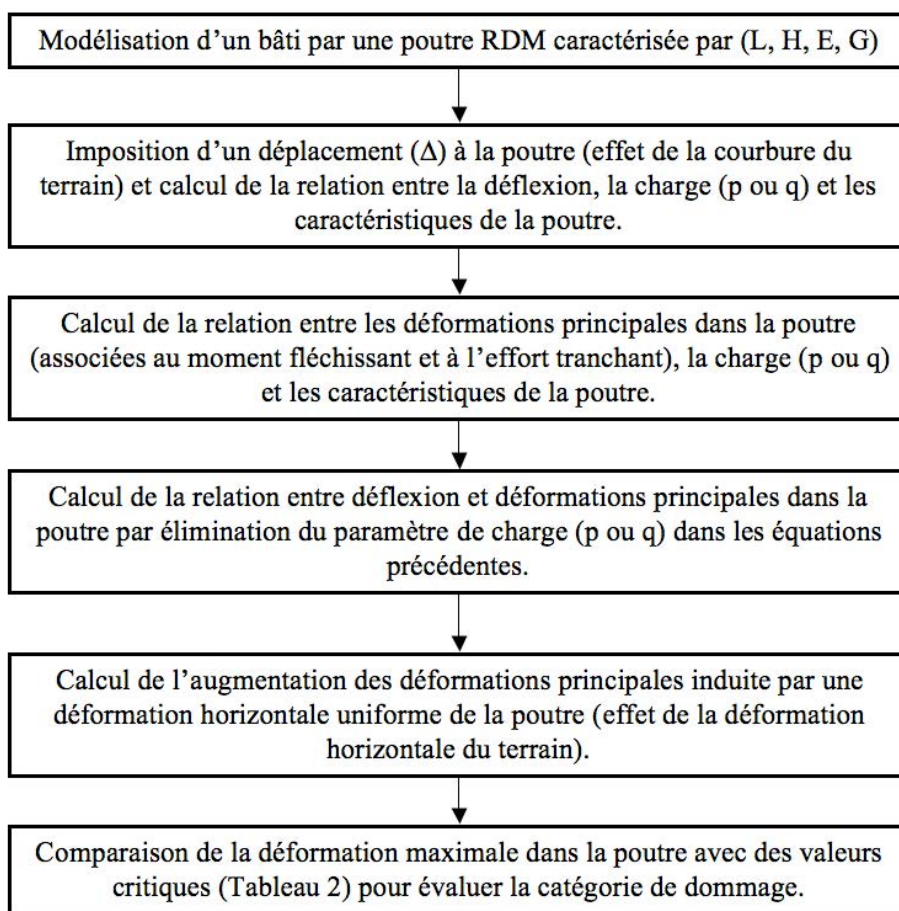


Figure 29. Principe de la méthode de Burland (1995).

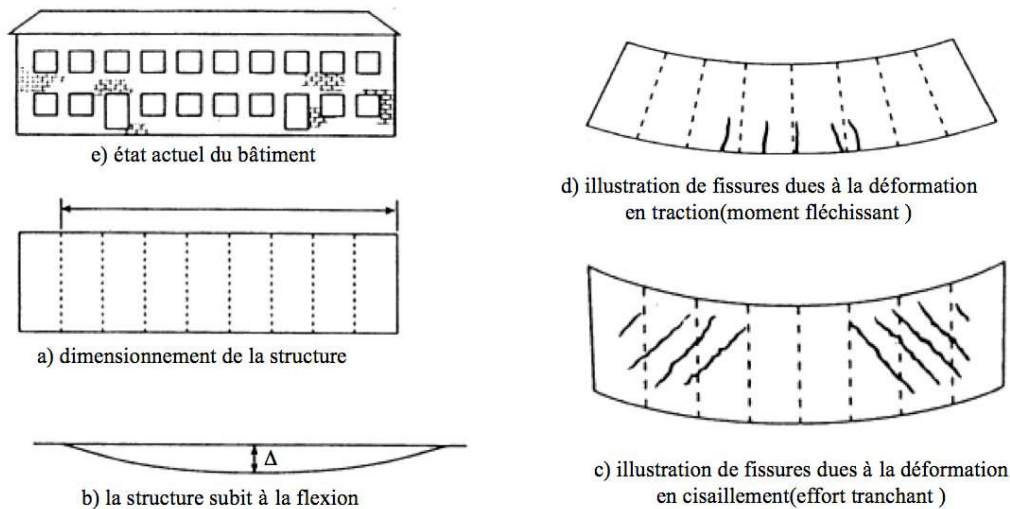


Figure 30. Modélisation d'un bâtiment par une poutre selon Burland *et al.* [2004]

### b) Etape 2 : relation entre chargement et déflexion

Burland impose une déflexion ( $\Delta$ ) au centre de la poutre afin de modéliser l'effet de la courbure du terrain. Cette déflexion imposée mobilise deux modes de déformation de la poutre : un mode de déformation de type flexion et un mode de type cisaillement (Équation 19 et Figure 30). On en déduit une relation entre  $\Delta$ , E, G, P ou q, L et H (Timoshenko [1957], Équation 20).

$$\text{Équation 19} \quad \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{-1}{E \cdot I} \left( M + \frac{\alpha \cdot E \cdot I}{A \cdot G} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} \right)$$

où y est le déplacement vertical, M est le moment fléchissant, V est l'effort de cisaillement, E est le module de Young, G le module de cisaillement, I est le moment d'inertie de la section et  $\alpha$  est le ratio entre la contrainte de cisaillement maximale et la contrainte de cisaillement moyenne ( $\alpha = 3/2$  pour une section rectangulaire).

$$\text{Équation 20} \quad \frac{\Delta}{L} = \frac{P \cdot L^2}{48E \cdot I} \left[ 1 + \frac{12 \cdot \alpha \cdot E \cdot I}{L^2 \cdot H \cdot G} \right] \text{ pour une charge ponctuelle}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{5q \cdot L^3}{384E \cdot I} \left[ 1 + \frac{48 \cdot \alpha \cdot E \cdot I}{5L^2 \cdot H \cdot G} \right] \text{ pour une charge r\~{e}partie}$$

où L est la longueur et H la hauteur de la poutre.

### c) Etape 3 : relation entre déformation et déflexion

Burland (1995) calcule alors les contraintes maximales d'extension induites dans deux zones critiques de la poutre. Une première zone à mi-portée, en haut ou en bas de la poutre où les contraintes liées au moment fléchissant sont maximales. Une seconde zone aux extrémités de la poutre et au niveau de la fibre moyenne où les contraintes liées à l'effort tranchant sont maximales (Figure 30). Il en déduit pour ces deux zones une expression du tenseur des contraintes en fonction de P ou q, L et H, puis le tenseur des déformations en fonction P ou q, L, H, G et E. En combinant les deux relations trouvées (étapes 2 et 3), il calcule la valeur de la déformation principale d'extension dans les deux zones critiques en fonction de  $\Delta$ , E, G, L et H (le chargement « P ou q » est éliminé).

- **Calcul en zone de flexion maximale**

On peut calculer le tenseur des contraintes au niveau d'une des fibres extrêmes, à mi-portée de la poutre. Les directions horizontales et verticales sont des directions principales. La contrainte verticale est nulle (bord libre) et la contrainte horizontale est calculée selon l'Équation 21. La déformation horizontale maximale est alors déduite.

$$\text{Équation 21} \quad \sigma_{\text{Max}} = \frac{M \cdot y}{I} = E \cdot \varepsilon_{b\text{max}}$$

Où  $\sigma_{\text{max}}$  et  $\varepsilon_{b\text{max}}$  sont la contrainte et la déformation horizontales maximales induites par le moment fléchissant  $M$  et  $y$  est la distance entre la haut de la poutre et la fibre neutre. La valeur de  $M$  pour une charge ponctuelle ou répartie se calcule à partir de l'Équation 22.

$$\text{Équation 22} \quad M = \frac{P \cdot L}{4} \quad \text{Charge ponctuelle}$$

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad \text{Charge r\~{e}partie}$$

En combinant les équations précédentes (Équation 20, Équation 21, Équation 22), on obtient une relation entre  $\Delta/L$  et  $\varepsilon_{b\text{max}}$ , indépendante de l'intensité du chargement (Équation 23).

$$\text{Équation 23} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{L}{12 \cdot y} + \frac{\alpha \cdot I}{y \cdot L \cdot H} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{b\text{max}} \quad \text{Charge ponctuelle}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{5 \cdot L}{48 \cdot y} + \frac{\alpha \cdot I}{y \cdot L \cdot H} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{b\text{max}} \quad \text{Charge r\~{e}partie}$$

Si on considère une section rectangulaire ( $\alpha = 3/2$ ) et que la fibre neutre est égale à la fibre moyenne ( $y = H/2$ ), alors l'Équation 23 peut se réécrire sous la forme de l'Équation 24.

$$\text{Équation 24} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{L}{6 \cdot H} + \frac{3 \cdot I}{L \cdot H^2} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{b\text{max}} \quad \text{Charge ponctuelle}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{5 \cdot L}{24 \cdot H} + \frac{3 \cdot I}{L \cdot H^2} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{b\text{max}} \quad \text{Charge r\~{e}partie}$$

Si on considère que la fibre neutre est en bas de la poutre ( $y = H$ ), alors l'Équation 23 peut se réécrire sous la forme de l'Équation 25.

$$\text{Équation 25} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{L}{12 \cdot H} + \frac{3 \cdot I}{2 \cdot L \cdot H^2} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{b\text{max}} \quad \text{Charge ponctuelle}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{5 \cdot L}{48 \cdot H} + \frac{3 \cdot I}{2H^2 \cdot L} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{b\text{max}} \quad \text{Charge r\~{e}partie}$$

Pour modéliser l'influence de la déformation horizontale du sol sur le bâti, Burland(1995) comme Boscardin et Cording (1989) impose une déformation horizontale  $\varepsilon_h$  en plus de la déflexion de la poutre  $\Delta$ . La déformation maximale  $\varepsilon_{cr}$  associée au moment de flexion et à la déformation horizontale est alors calculée par addition de  $\varepsilon_h$  et  $\varepsilon_{b\text{max}}$  (Équation 26).

$$\text{Équation 26} \quad \varepsilon_{cr} = \varepsilon_{b\text{max}} + \varepsilon_h$$

• **Calcul en zone de cisaillement maximal**

On peut calculer le tenseur des contraintes au niveau de la zone critique où se produit le cisaillement maximal (points A sur la Figure 31). La valeur de l'effort tranchant est calculée avec l'Équation 27. La contrainte de cisaillement maximale sur une facette verticale est alors calculée avec l'Équation 28 et la distorsion associée calculée avec l'Équation 29.

Équation 27  $V = \frac{P}{2}$  Charge ponctuelle  
 $V = q \cdot L / 2$  Charge répartie

Équation 28  $\tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{A}$  avec  $A = H \cdot l$

Équation 29  $\gamma_{\max} = \tau_{\max} / G$

Équation 30  $\varepsilon_{d\max} = \gamma_{\max} / 2$  Pour charge ponctuelle  $\varepsilon_{d\max} = 3p / (8AG)$   
 Pour charge répartie  $\varepsilon_{d\max} = 3qL / (8AG)$

En l'absence de déformation horizontale du sol imposée à la structure, les contraintes normales sur les facettes verticales et horizontales sont nulles. La déformation normale sur une facette horizontale est alors également nulle et le cercle de Mohr des déformations au point A est représenté sur la Figure 31-b. On en déduit une déformation normale maximale  $\varepsilon_{dcr}$  égale à  $\varepsilon_{d\max}$  (Équation 30).

En présence d'une déformation horizontale du sol transmis au bâti, seule la contrainte normale sur une facette horizontale reste nulle. Le cercle de Mohr des déformations au point A est représenté sur la Figure 4-c. Puis en considérant que  $\varepsilon_x = \varepsilon_h$  et que  $\varepsilon_y = -v\varepsilon_x$ , on en déduit la valeur de la déformation normale maximale  $\varepsilon_{cr}$  (Équation 31).

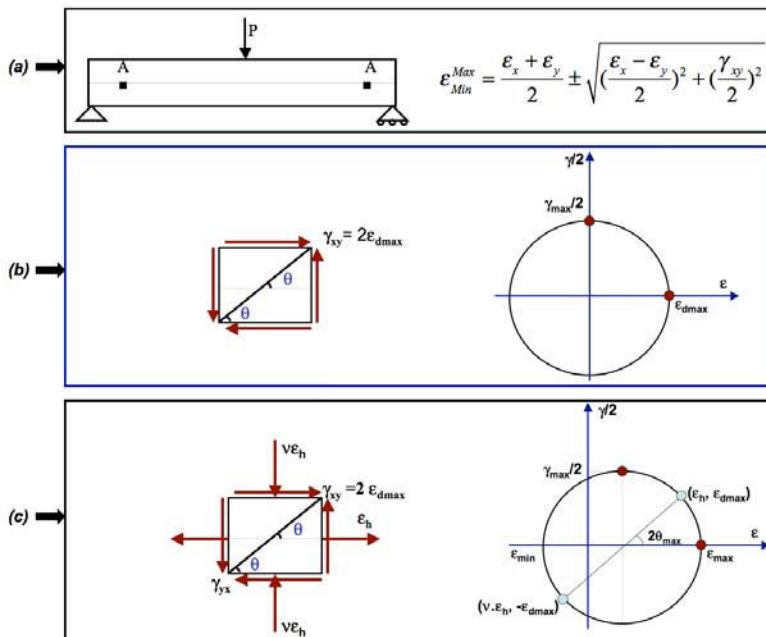


Figure 31. Identification des zones où les déformations associées au cisaillement sont maximales (a) et représentation des déformations au niveau de la fibre moyenne avec (c) ou sans (b) déformation horizontale.

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_h \left( \frac{1-\nu}{2} \right) \pm \sqrt{\varepsilon_h^2 \left( \frac{1+\nu}{2} \right)^2 + \varepsilon_{d\max}^2}$$

Équation 31

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_h \left( \frac{1-\nu}{2} \right) \pm \sqrt{\varepsilon_h^2 \left( \frac{1+\nu}{2} \right)^2 + \left( \frac{3P}{8AG} \right)^2} \quad \text{pour une charge ponctuelle}$$

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_h \left( \frac{1-\nu}{2} \right) \pm \sqrt{\varepsilon_h^2 \left( \frac{1+\nu}{2} \right)^2 + \left( \frac{3qL}{8AG} \right)^2} \quad \text{pour une charge r\`y partie}$$

La combinaison de l'Équation 31 et de l'Équation 20 (élimination de la charge P ou q) permet alors d'aboutir à l'Équation 32.

Équation 32

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ 1 + \frac{H \cdot L^2 G}{18 \cdot E \cdot I} \right] \cdot \sqrt{\left[ \varepsilon_{cr} - \varepsilon_h \left( \frac{1-\nu}{2} \right) \right]^2 - \varepsilon_h^2 \left( \frac{1+\nu}{2} \right)^2} \quad \text{pour une charge ponctuelle}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{1}{2} + \frac{5H \cdot L^2 G}{144I \cdot E} \right] \cdot \sqrt{\left[ \varepsilon_{cr} - \varepsilon_h \left( \frac{1-\nu}{2} \right) \right]^2 - \varepsilon_h^2 \left( \frac{1+\nu}{2} \right)^2} \quad \text{pour une charge r\`y partie}$$

#### d) Etape 4 : représentation des résultats

Par combinaison de l'Équation 25, Équation 26 et Équation 32, on peut déterminer les relations finales entre la déflexion, la déformation horizontale et la déformation principale maximale au niveau des deux zones de flexion et cisaillement, en fonction du type de chargement.

Équation 33

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{L}{12 \cdot y} + \frac{3 \cdot I}{2y \cdot L \cdot H} \cdot \frac{E}{G} \right] \cdot (\varepsilon_{cr} - \varepsilon_h) \quad \text{Moment fl\`echissant} \\ \frac{\Delta}{L} = \left[ 1 + \frac{H \cdot L^2 G}{18 \cdot E \cdot I} \right] \cdot \sqrt{\left[ \varepsilon_{cr} - \varepsilon_h \left( \frac{1-\nu}{2} \right) \right]^2 - \varepsilon_h^2 \left( \frac{1+\nu}{2} \right)^2} \quad \text{Effort tranchant} \end{array} \right\} \quad \text{Charge ponctuelle}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{5 \cdot L}{48 \cdot y} + \frac{3 \cdot I}{2y \cdot L \cdot H} \cdot \frac{E}{G} \right] (\varepsilon_{cr} - \varepsilon_h) \quad \text{Moment fl\`echissant} \\ \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{1}{2} + \frac{5H \cdot L^2 G}{144I \cdot E} \right] \cdot \sqrt{\left[ \varepsilon_{cr} - \varepsilon_h \left( \frac{1-\nu}{2} \right) \right]^2 - \varepsilon_h^2 \left( \frac{1+\nu}{2} \right)^2} \quad \text{Effort tranchant} \end{array} \right\} \quad \text{Charge r\`y partie}$$

Pour une valeur fixée du ratio E/G et de la déformation horizontale du terrain  $\varepsilon_h$ , il est possible de représenter le paramètre  $\Delta/L/\varepsilon_{cr}$  correspondant aux déformations associées à la flexion et au cisaillement, en fonction du ratio L/H.

Pour une charge ponctuelle, un ratio E/G = 2.6 (soit  $\nu = 0,3$  pour un matériau isotrope et fibre neutre au niveau de la fibre moyenne) et une déformation horizontale transmise par le terrain nulle ( $\varepsilon_h=0$ ), le résultat obtenu par Burland *et al.* (2004) est présenté sur la Figure 32-a. Ainsi, pour un bâtiment dont le ratio L/H est égal à 4, la valeur de  $\Delta/L/\varepsilon_{cr}$  correspondant aux déformations associées au moment fléchissant (0,9) est inférieure à celle associée à l'effort tranchant (5,1) ce qui signifie que la déformation associée au moment fléchissant est critique. Ainsi, la Figure 32-a peut être simplifiée en ne conservant que l'enveloppe des valeurs inférieures de  $\Delta/L/\varepsilon_{cr}$  (Figure 32-b) et on observe que les déformations d'effort tranchant sont critiques pour  $L/H < 0,7$ .

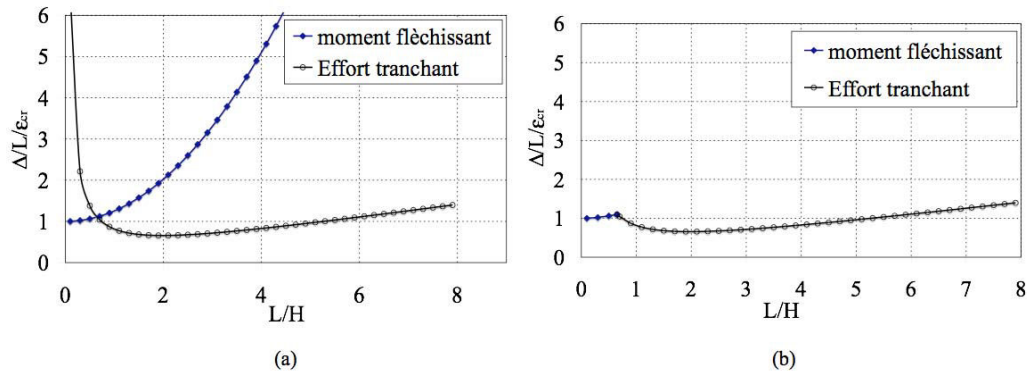


Figure 32. a) relation entre  $\Delta L/\varepsilon_{cr}$  et le ratio de  $L/H$  pour une poutre avec charge ponctuel ( $E/G = 2,6$  et  $\varepsilon_h=0$ ). b) courbe enveloppe.

On a effectué une analyse de sensibilité en fonction du type de charge (Figure 33), du paramètre  $E/G$  (Figure 34) et de la localisation de la fibre neutre (Figure 35). Dans toutes les figures, on a représenté le ratio de  $\Delta L/\varepsilon_{cr}$  en fonction de  $L/H$ .

On observe sur Figure 33 que la déformation associée au moment fléchissant est peu sensible au type de charge ce qui peut également s'observer en comparant les formules de l'Équation 24 (second terme identique et premier terme peu différent). En revanche, on observe que la déformation associée à l'effort tranchant est davantage sensible. En conclusion, le cas de charge ponctuel sous-estime l'influence de l'effort tranchant et il apparaît plus réaliste et plus sécuritaire de considérer une charge répartie.

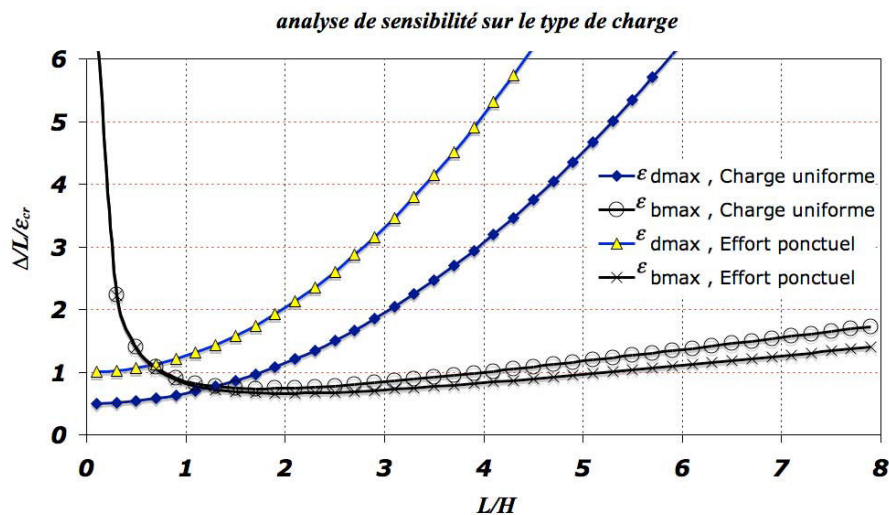


Figure 33. Analyse de sensibilité sur le type de charge. ( $E/G=2.6$ ,  $\varepsilon_h=0$  et fibre neutre au niveau de la fibre moyenne).

Pour étudier l'influence du ratio  $E/G$ , il faut déterminer différentes valeurs réalistes de ce paramètre. Burland et Wroth (1974) et Boscardin et Cording (1989) ont considéré un comportement élastique et isotrope de la poutre qui conduit à une relation entre les paramètres  $E$  et  $G$  (Équation 34). Si on considère que la valeur de  $\nu$  est entre 0 et 0,5 alors  $E/G$  est compris entre 2 et 3. Pour une valeur

intermédiaire  $\nu=0.3$ ,  $E/G$  prend la valeur 2,6 conformément aux résultats précédemment présentés (Figure 33)

$$\text{Équation 34} \quad G = \frac{E}{2*(1+\nu)} \quad \text{ou} \quad \frac{E}{G} = 2*(1+\nu)$$

Une autre manière d’aborder la question consiste à considérer que  $E$  caractérise la rigidité en flexion et  $G$  la rigidité en cisaillement. Burland et Wroth (1974) et Son et Cording (2007) ont alors montré que la valeur de  $E/G$  peut être très supérieure à 2,6 en raison de l’existence des ouvertures (portes et fenêtres) et du comportement des maçonneries qui induisent une anisotropie du comportement. Ainsi, un bâtiment avec quelques fenêtres ou un bâtiment à ossature en cadre serait mieux modélisé avec une valeur  $E/G$  importante ( $E/G = 12,5$ ; cinq fois supérieure à la valeur isotrope). Inversement, un bâtiment avec des murs porteurs serait mieux modélisé avec une valeur de  $E/G$  plus faible ( $E/G = 0,5$ ; cinq fois plus faible que la valeur isotrope). Le choix de telles valeurs de  $E/G$  semble incompatible avec l’Équation 34 et nécessite de considérer un comportement anisotrope du matériau (cf. 3.3.2).

Pour étudier l’influence du paramètre  $E/G$ , on a choisi les deux valeurs suggérées précédemment : 2,6 et 12,5. Les résultats sont présentés sur la Figure 34 pour une poutre avec charge uniforme et fibre neutre située au niveau de la fibre moyenne. On observe que pour  $E/G = 2,6$  les déformations associées à l’effort tranchant sont critiques pour  $L/H < 1,2$ . Pour  $E/G = 12,5$  les déformations associées à l’effort tranchant sont critiques pour  $L/H < 6,3$ . Le paramètre  $E/G$  a donc une très grande influence sur le mode de rupture de la poutre. Cependant, on observe sur la Figure 34-b que l’enveloppe des valeurs inférieures de  $\Delta L/\varepsilon_{cr}$  est finalement peu modifiée.

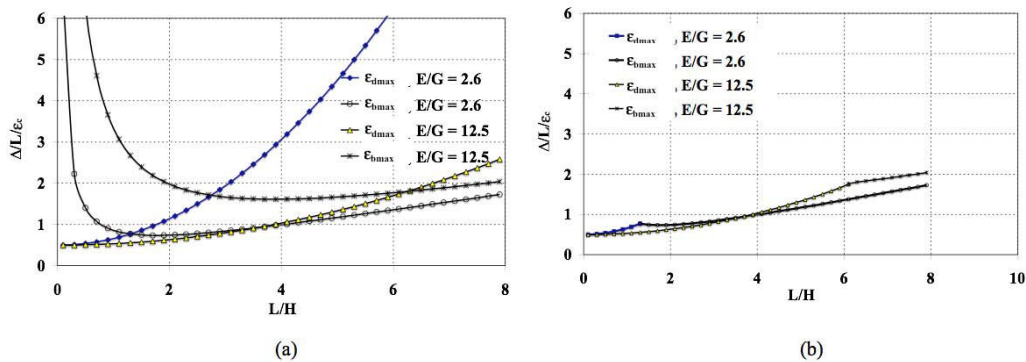


Figure 34. Analyse de sensibilité sur le paramètre  $E/G$ .

Pour étudier l’influence de la position de la fibre neutre, on a considéré une poutre avec une charge uniforme et deux valeurs du paramètre  $E/G$  (2,6 et 12,5) avec une fibre neutre située, soit au niveau de la fibre moyenne, soit en bas de la poutre.

Les résultats présentés sur la Figure 35-a montrent que l’hypothèse d’une fibre neutre située au niveau de la fibre moyenne de la poutre apparaît moins sécuritaire car elle conduit à des valeurs de  $\Delta L/\varepsilon_{cr}$  plus grandes qu’avec l’hypothèse d’une fibre neutre égale à la fibre moyenne. Néanmoins, la prise en compte d’une déformation additionnelle provoquée par la déformation horizontale du terrain viendra nuancer cette conclusion (Figure 39-c et d). La Figure 35-b représente le rapport entre les valeurs de  $\Delta L/\varepsilon_{cr}$  obtenues selon la fibre neutre choisie. On observe que ce rapport peut atteindre des valeurs supérieures à 1,5 ce qui correspond à une différence de 50% entre les résultats. C’est pour les bâtiments compacts ( $L/H < 2$ ) que la différence est la plus faible. Pour les grands bâtiments ( $L/H > 6$ ), la différence tend vers un ratio d’environ 2,2. Dans la suite, on considère l’hypothèse que la fibre neutre est située au milieu de la poutre.

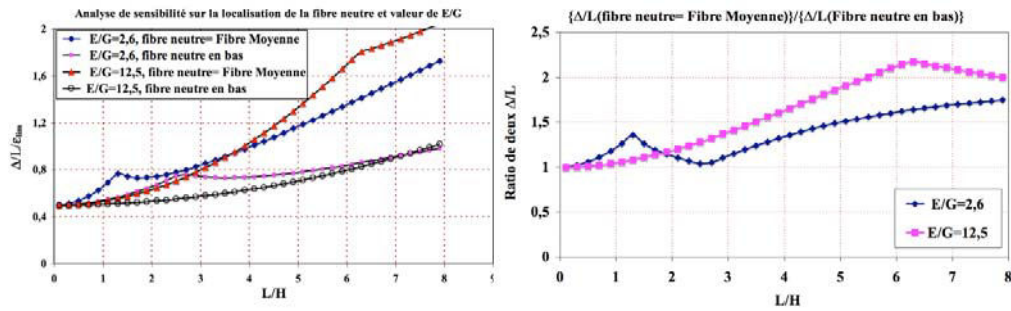


Figure 35. Analyse de sensibilité sur la localisation de fibre neutre.

e) Etape 5 : abaque de prévision des dommages

Si on considère différentes valeurs seuil  $\epsilon_{lim}$  de la déformation principale critique associées à différents niveaux de dommages, on peut tracer des abaques de prévision des dommages pour chaque couple de valeur E/G et L/H.

Comme on a présenté dans le chapitre 2 (Tableau 15), Burland et Wroth (1974) et Boscardin et Cording (1989) ont défini 6 classes de dommage des bâtiments en maçonnerie auxquels ils ont associé 6 valeurs seuils de la déformation critique d'extension (Tableau 30).

Tableau 30. Relations entre catégorie de dommage et valeurs seuil de déformation critique d'extension (Burland 1995).

Catégorie de dommage	Valeur seuil de déformation en traction %
0 (Négligeable)	0-0.05
1 (Très léger)	0.05-0.075
2 (léger)	0.075-0.15
3 (appréciable)	0.15-0.3
4,5 (Sévères à Très sévère)	>0.3

Burland (1995) a tracé un graphe (Figure 36) pour un ratio L/H = 1 et E/G = 2,6, correspondant à une poutre avec une charge ponctuelle et la fibre neutre en bas. Le résultat obtenu met en évidence des zones d'iso-dommage délimitées par des portions de droites qui sont caractéristiques d'une rupture associée à l'effort tranchant ou au moment fléchissant.

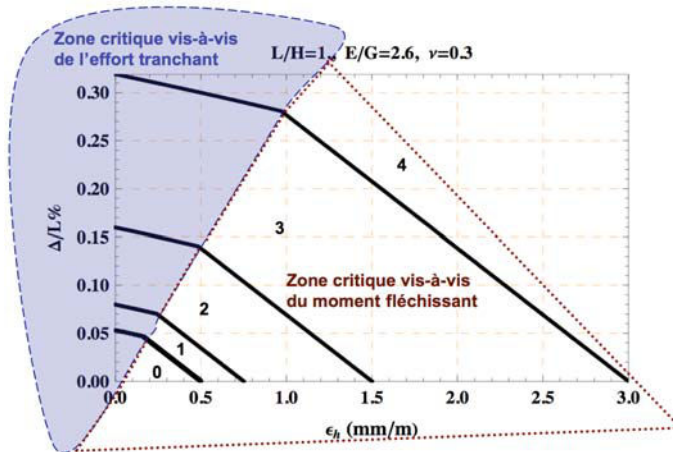


Figure 36. Détermination des catégories de dommage pour un bâti caractérisé par L/H = 1 et E/G = 2,6 (0 -> Négligeable, 1-> Très légère, 2-> légère, 3-> appréciable, 4,5->Sévères à Très sévère).



### 3.3 Adaptation et généralisation de la méthode de Burland

Pour le développement de fonctions de vulnérabilité basées sur la méthode de Burland (1995), on propose plusieurs hypothèses ou adaptations concernant la localisation de la fibre neutre et le choix des caractéristiques mécaniques de la poutre.

#### 3.3.1 Localisation de la fibre neutre et type de la charge

Comme on a dit avant, la localisation de la fibre neutre est une question discutable. Boscardin et Cording (1989) et Burland *et al.*(1974, 2004) considèrent que dans la zone convexe, l'axe neutre est probablement situé au bas de la poutre en raison de la faible résistance à la traction des niveaux supérieurs du bâtiment en maçonnerie et de la forte résistance en traction au niveaux de la fondation. Boone (1996) considère que cela est discutable en raison de l'influence des planchers et du toit qui peuvent augmenter la résistance à la traction. Nous adoptons ici l'hypothèse que l'axe neutre est situé au milieu de la poutre.

Dans la suite, nous considérons une charge répartie car elle est plus réaliste (Boone 1996, 2001) et en raison de l'influence sécuritaire que ce choix a sur les résultats (Figure 33).

#### 3.3.2 Prise en compte de l'anisotropie

Le comportement des structures peut être anisotrope. Boscardin et Cording (1989) et Burland (1995) proposent des valeurs de E/G comprises entre 0,5 et 12,5. Son et Cording (2007) ont étudié la variabilité du ratio E/G pour des structures en maçonneries selon les propriétés des joints et du nombre d'ouvertures. Ils ont mis en évidence des valeurs comprises entre 3 et 52.

Le choix de la valeur de E/G soulève une difficulté dans la mesure où les calculs analytiques sont réalisés à partir d'une modélisation des bâtiments par un matériau élastique isotrope (E/G nécessairement compris entre 2 et 3). En conséquence, nous proposons de modéliser les bâtiments par une poutre constituée d'un matériau isotrope transverse (Figure 37) et caractérisée par 5 paramètres indépendants : deux module de Young  $E_x$  et  $E_y$ , deux coefficients de Poisson  $\nu_{xy}$  and  $\nu_{xz}$  et un module de cisaillement  $G_{xy}$ . On considère ensuite l'hypothèse que les deux modules d'élasticité et les deux coefficients de Poisson ont des valeurs similaires, i.e  $E_x = E_y = E$  et  $\nu_{xy} = \nu_{xz} = \nu$  (Figure 37).

Le modèle isotrope transverse nous permet d'utiliser des valeurs de E/G indépendantes de  $\nu$  dans l'Équation 33.

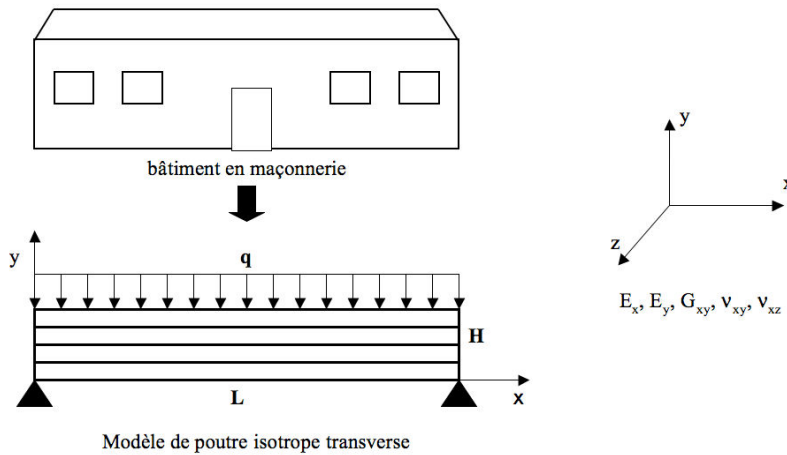


Figure 37. Modèle de poutre isotrope transverse.

### 3.3.3 Généralisation pour le développement d'abaques

Burland (1995) a développé un abaque d'évaluation des dommages (Figure 36) en considérant les valeurs seuil de déformation du Tableau 30. Cet abaque n'est utilisable que pour les bâtiment caractérisés par  $L/H=1$ ,  $E/G=2,6$  et  $\nu=0,3$ . Nous avons considéré un algorithme (Figure 38) permettant de développer des abaques pour tout type de bâtiment.

La première étape de l'algorithme consiste à choisir une valeur seuil de la déformation critique  $\epsilon_{cr}$ , selon le Tableau 30. Ensuite pour chaque valeur de la déformation horizontale transmise par le terrain ( $\epsilon_h$ ) on peut calculer la valeur du ratio  $\Delta/L$  satisfaisant aux relations d'équilibre de la poutre (Équation 33). Deux valeurs de  $\Delta/L$  sont obtenues selon qu'on considère l'influence de l'effort tranchant ou du moment fléchissant. Seule la valeur minimale est conservée.

En répétant la procédure pour toutes les valeurs de la déformation horizontale ( $\epsilon_h$ ) on peut dessiner la courbe limite de cette catégorie de dommages. Le changement de la valeur  $\epsilon_{cr}$  (Tableau 30) permet ensuite de tracer les courbes caractérisant chaque niveau de dommage.

On a programmé cet algorithme avec Mathématica (Wolfram 2008) afin de pouvoir tracer l'abaque d'évaluation des dommages pour tout type de bâtiment. La Figure 39 illustre les résultats obtenus. Des résultats plus exhaustifs sont représentés dans l'annexe 2.

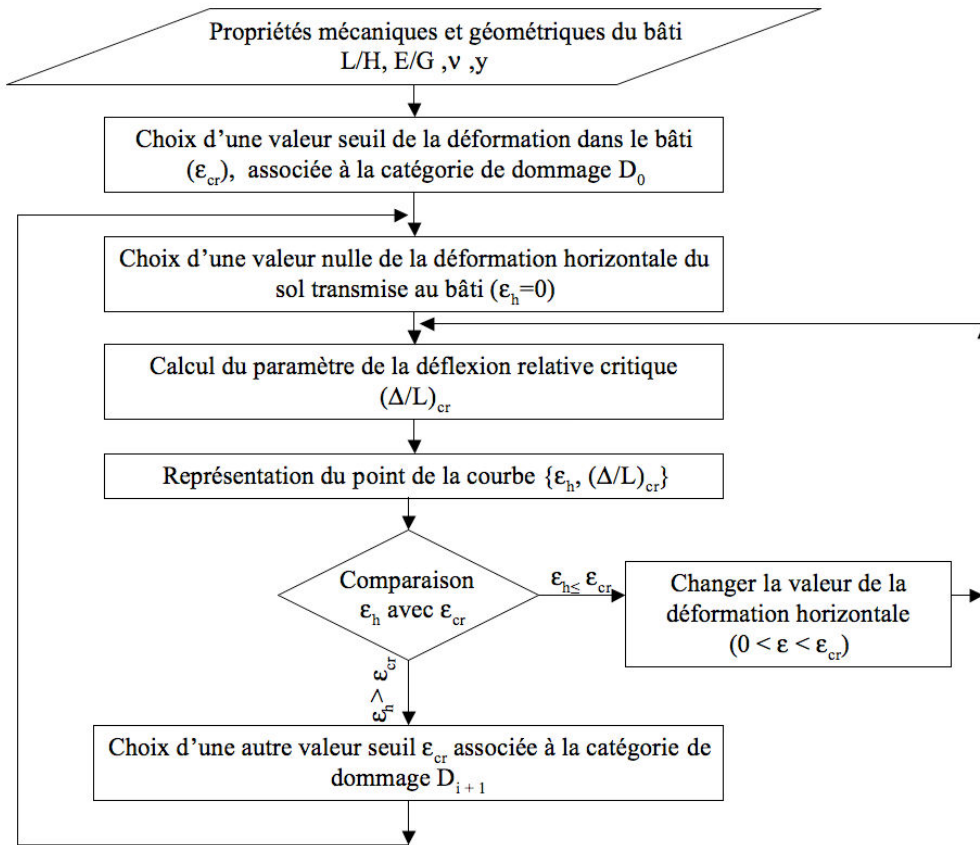
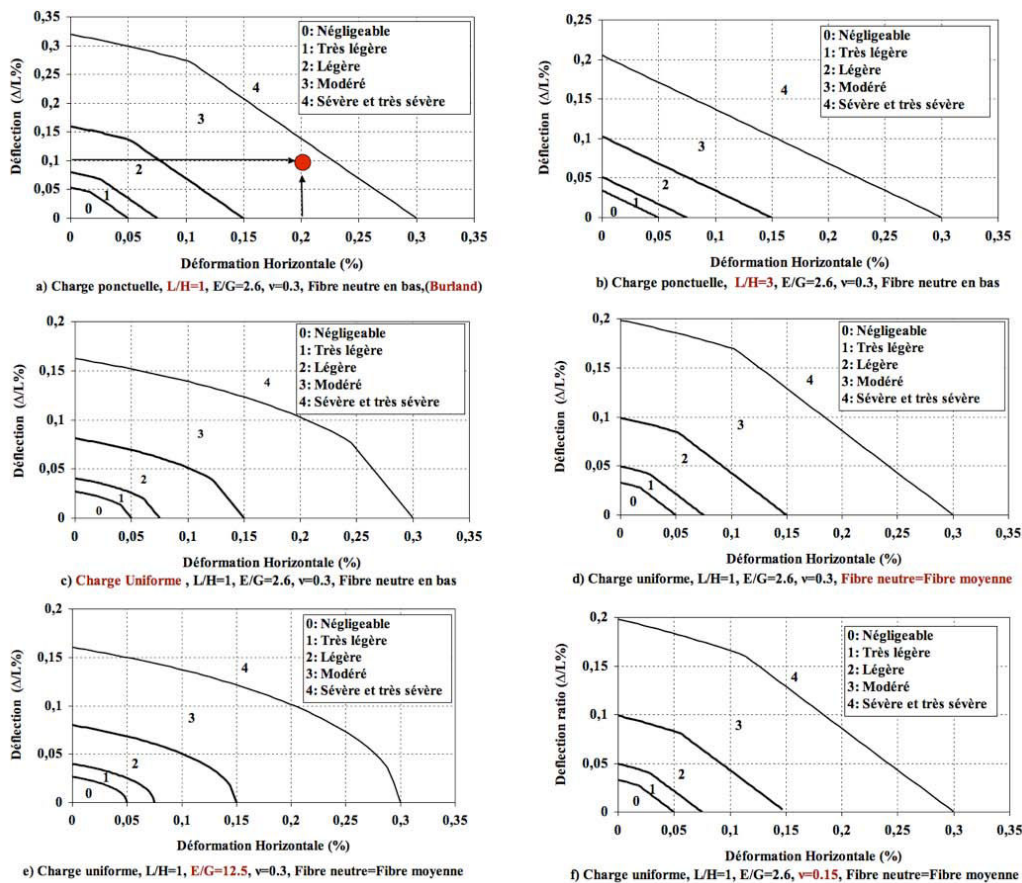


Figure 38. Algorithme de calcul des abaques d'évaluation des dommages.



**Figure 39. Illustrations des courbes d'évaluation des dommages selon différentes hypothèses et caractéristiques du bâti.**

La Figure 39-a montre la courbe originale de Burland (1995), développée sur la base d'une poutre avec charge ponctuelle,  $L/H=1$ ,  $E/G=2.6$ ,  $\nu=0.3$  et l'axe neutre situé en bas de la poutre. Une point circulaire est tracé afin d'illustrer l'utilisation de ces courbes. Dans le cas où  $\Delta/L = 0,1\%$  et  $\varepsilon_t=0,2\%$ , la catégorie de dommage est modérée.

La Figure 39-b considère les mêmes paramètres, mais le ratio  $L/H$  est fixé à 3. Dans ce cas, les courbes ne montrent pas de discontinuité car la rupture est toujours associée au moment fléchissant. Une comparaison des deux figures (Figure 39-a et Figure 39-b) montre que les bâtiments en  $L/H=3$  sont plus vulnérables que les bâtiments en  $L/H=1$ .

La Figure 39-c permet de comparer l'influence du choix du type de charge (ponctuelle et uniforme). Les autres paramètres sont identiques à ceux de la Figure 39-a. Les résultats montrent de nouveau que l'hypothèse de la charge ponctuelle n'est pas sécuritaire.

La Figure 39-d permet d'évaluer l'influence de la localisation de l'axe neutre. Une comparaison avec la Figure 39-c indique que lorsque la déformation horizontale du sol est faible, l'hypothèse d'une fibre neutre en bas est sécuritaire. En revanche, lorsque la déformation horizontale du sol est importante, ces l'hypothèse d'une fibre neutre au milieu qui est sécuritaire.

La Figure 39-e permet d'étudier l'influence du ratio  $E/G$ . La comparaison avec la Figure 39-d montre des différences importantes quant à la forme globale qui révèlent l'importance de ce paramètre.

La Figure 39-f étudie l'influence du coefficient de Poisson, utilisé lorsqu'on considère des propriétés isotropes transverses. Une comparaison avec la Figure 39-d montre que le modèle n'est pas sensible à ce paramètre. Par contre le modèle de poutre isotrope transverse est indispensable pour justifier des grandes valeurs du paramètre  $E/G$ .

### 3.4 Développement de fonctions de vulnérabilité basées sur les méthodes analytiques

#### 3.4.1 Méthodologie de développement des fonctions de vulnérabilité

La méthodologie de développement des fonctions de vulnérabilité en zone d'affaissement minier est expliquée sur la Figure 40. Elle est sensiblement identique à celle utilisée vis-à-vis des méthodes empiriques.

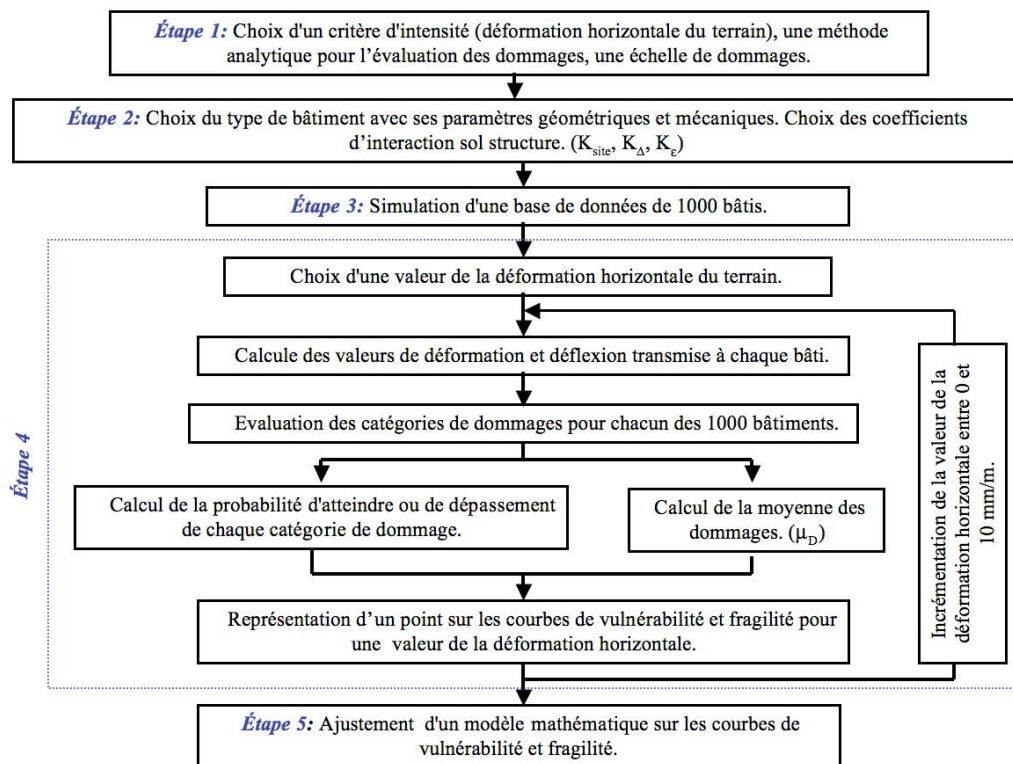


Figure 40. Méthodologie de développement de courbes de vulnérabilité et fragilité avec les méthodes analytiques.

#### 3.4.2 Choix d'une méthode d'évaluation des dommages

Il est a priori possible de choisir n'importe quelle méthode analytique présentée dans la partie précédente. Compte tenu que la majorité des bâtiments du bassin ferrifère Lorrain sont en maçonnerie, nous choisissons ici la méthode de Burland (1995) modifiée conformément au chapitre précédent.

#### 3.4.3 Choisir d'un critère d'intensité

Nous avons rencontré deux problèmes importants dans l'utilisation des méthodes analytiques pour développer des fonctions de vulnérabilité.

▫ Quelle est la relation entre les mouvements de l’affaissement en champ-libre (ie. sans bâti) et les mouvements transmis au bâti ?

Toutes les méthodes analytiques sont basées sur les valeurs des mouvements transmis aux bâtiments (déformation et déflexion). Ces mouvements peuvent être sensiblement différents des mouvements du sol vierge en raison de phénomènes d’interaction sol-structure. Si on considère que les mouvements du sol en champ libre sont une donnée connue, il faut alors quantifier la fraction de ces mouvements qui sera effectivement transmise au bâti. Pour résoudre cette difficulté, nous avons développé et justifié deux coefficients d’interaction sol-structure :  $K_{\Delta}$  et  $K_{\varepsilon}$ .

▫ Comment passer de deux critères d’intensité à un seul critère ?

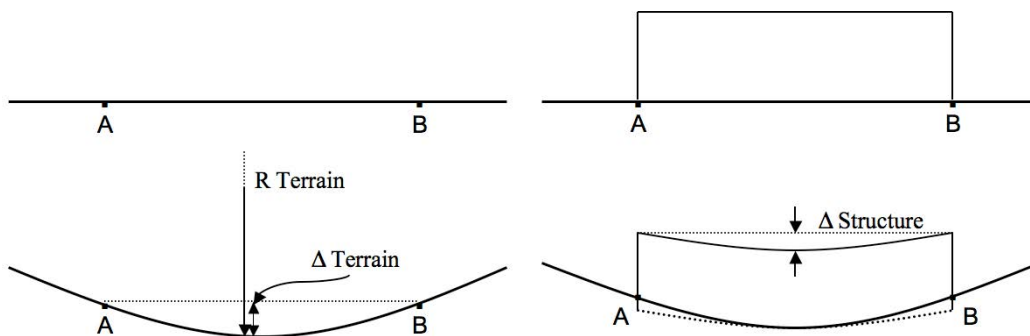
Les fonctions de vulnérabilité sont généralement basées sur un seul critère d’intensité, alors que les méthodes analytiques utilisent deux critères d’intensité : la déformation horizontale et la déflexion. Pour résoudre ce problème nous avons développé et justifié une relation entre ces deux paramètres afin de n’utiliser que la déformation horizontale comme paramètre d’intensité.

**a ) Définition des paramètres d’interaction sol structure**

Les méthodes analytiques utilisent les valeurs de déplacement du bâtiment qui peuvent être sensiblement différentes de celles du terrain en l’absence de bâti (Figure 41). Ces différences sont la conséquence de phénomènes d’interaction sol-structure qui conduisent à une valeur du mouvement transmis considérablement réduite par rapport au mouvement du sol. Pour définir la valeur des déplacements de la structure, nous définissons deux coefficients  $K_{\Delta}$  et  $K_{\varepsilon}$  qui sont les coefficients de l’interaction sol-structure pour la transmission de la déformation horizontale et de la déflexion (Equation 35).

Equation 35 
$$\begin{aligned} \varepsilon_{structure} &= K_{\varepsilon} \cdot \varepsilon_{Terrain} \\ \Delta_{structure} &= K_{\Delta} \cdot \Delta_{Terrain} \end{aligned}$$

avec  $\varepsilon_{structure}$  et  $\varepsilon_{Terrain}$  la déformation horizontale de la structure et du terrain ;  $\Delta_{structure}$  et  $\Delta_{Terrain}$  la déflexion du bâti et terrain.



**Figure 41. Paramètres de déflexion pour le terrain seul et la structure (à gauche terrain sans bâti, à droite terrain avec bâti).**

La détermination de  $K_{\Delta}$  et  $K_{\varepsilon}$  est difficile et dépend des caractéristiques mécaniques du bâtiment et du sol. Boscardin et Cording (1989), Potts et Addenbrooke (1997), Son et Cording (2005) ont fait plusieurs recherches permettant de définir ces coefficients pour différents types de bâtiments.

Boscardin et Cording (1989) calculent ces coefficients à l’aide d’analyses numériques par éléments finis pour des bâtiments de type cadre et portique. Les résultats de ces calculs sont reproduits sur la Figure 42 qui représente la relation entre les coefficients  $K_{\Delta}$  et  $K_{\varepsilon}$  et un paramètre de rigidité relative  $E_b A / (E_s D S)$ . Avec A la surface du bâti,  $E_b$  le module de Young, rigidité du bâti et  $E_s$  celui du sol, D

la profondeur d'une excavation à l'origine des mouvements et S la distance du bâti jusqu'au bord de l'excavation. On observe qu'une augmentation de la rigidité du bâti entraîne une diminution des valeurs de  $K_{\Delta}$  et  $K_{\varepsilon}$ . On observe également que la valeur de  $K_{\Delta}$  est comprise entre 20 et 70% et la valeur de  $K_{\varepsilon}$  est comprise entre 10 et 100%. L'application de ces résultats n'est pas aisée dans la mesure où l'excavation modélisée n'est pas une mine (les paramètres S et D n'ont aucun sens physique pour une mine).

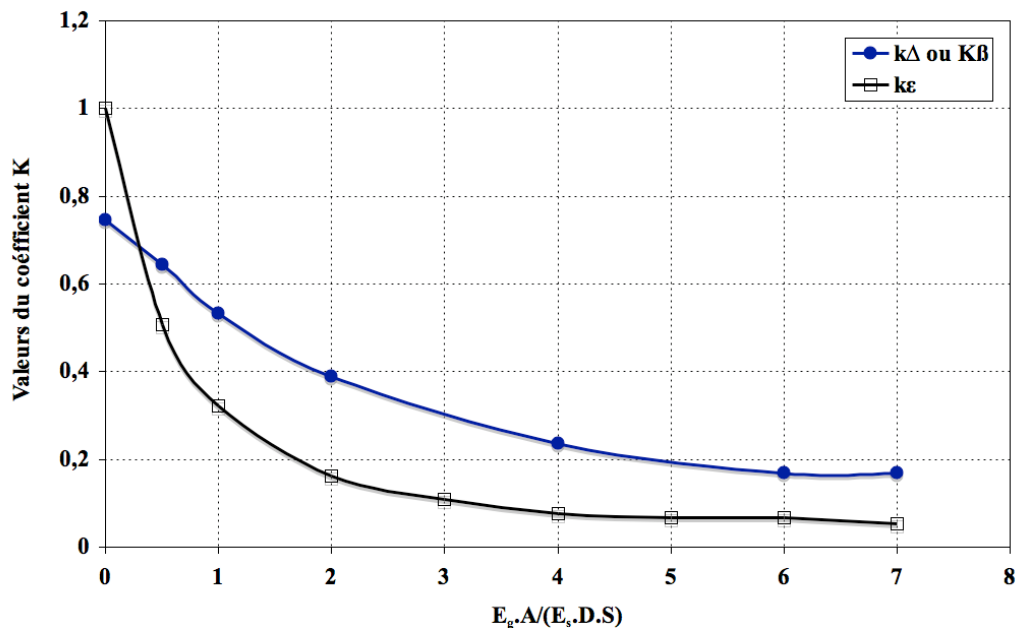


Figure 42. Coefficients d'interaction sol structure obtenus par Boscardin et Cording (1989).

Potts et Addenbrooke (1997) ont calculé les coefficients d'interaction sol-structure associés au creusement d'un tunnel (Figure 43). Ils distinguent la zone de traction ( $K_{\Delta\text{Traction}}$ ,  $K_{\varepsilon\text{Traction}}$ ) et la zone de compression ( $K_{\Delta\text{Compression}}$ ,  $K_{\varepsilon\text{Compression}}$ ). Ils utilisent deux paramètres de rigidité relative de la structure par rapport au sol :  $\rho$  la rigidité relative en flexion et  $\alpha$  la rigidité relative en déformation horizontale (Equation 36).

Equation 36

$$\rho = \frac{EI}{E_s H^4}$$

$$\alpha = \frac{EA}{E_s H}$$

Avec H la demi-longueur du bâtiment ( $H = B/2$ ), A la section transversale du bâtiment, I l'inertie du bâtiment, E le module d'élasticité du bâtiment et  $E_s$  le module d'élasticité du sol. Le paramètre  $\alpha$  est assez semblable au paramètre utilisé par Boscardin et Cording (1989) (axe horizontal de la Figure 42).

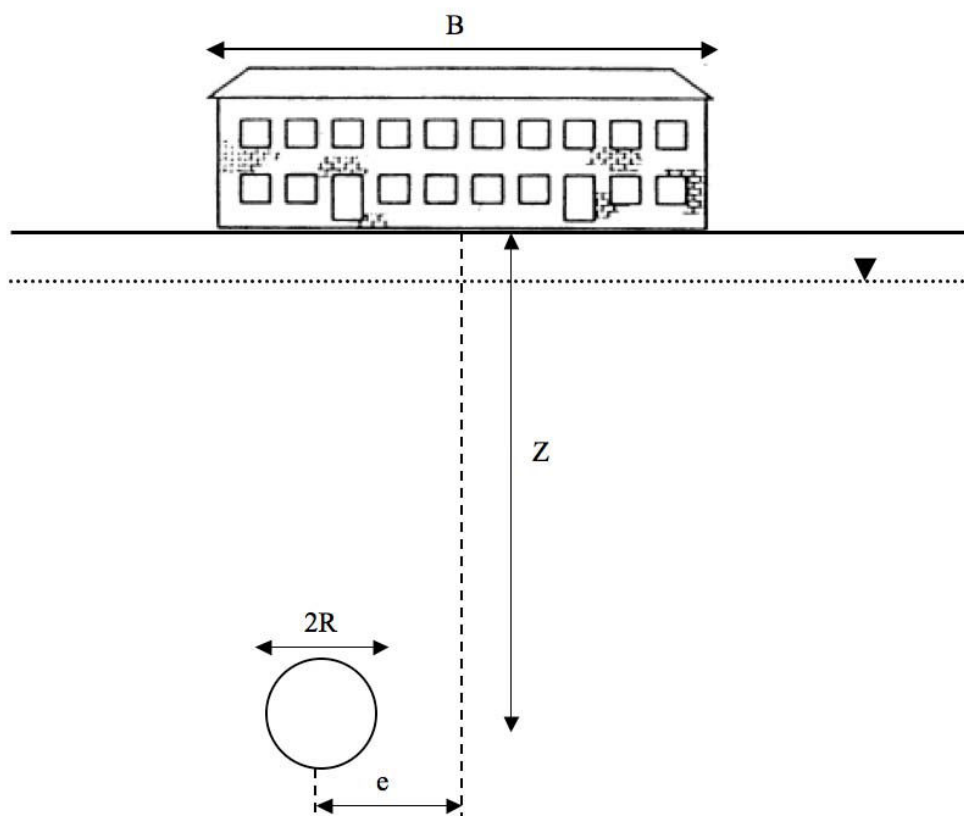


Figure 43. Géométrie du modèle utilisé par Potts et Addenbrooke (1997).

Les résultats obtenus par Potts et Addenbrooke (1997), pour différentes positions du bâtiment ( $e/B$  défini sur la Figure 43), sont présentés sur la Figure 44. La Figure 44-a montre la valeur de  $K_{\Delta}$  en zone de traction et compression en fonction du paramètre  $\rho$ . On observe une valeur de  $K_{\Delta}$  comprise entre 0 et 1,4 ce qui signifie que pour une structure très souple, la déflexion de la structure peut être supérieure à celle du sol. Ce résultat, a priori surprenant pourrait s'expliquer si la déflexion mesurée par Potts et Addenbrooke (1997) cumule la déflexion associée au poids propre de la structure et à l'affaissement. La Figure 44-b montre la valeur de  $K_{\epsilon}$  en zone de traction et compression en fonction du paramètre  $\alpha$ . On observe des résultats compris entre 0 et 0,1, ce qui signifie que le taux de transmission de la déformation horizontale est très faible.

Pour un bâtiment en maçonnerie caractérisé tel que défini dans le Tableau 31, l'inertie peut être estimée en modélisant l'ouvrage par une poutre de mêmes dimensions que celles du mur d'une façade. La valeur obtenue pour  $\rho$  est de l'ordre de  $4 \cdot 10^2$ , d'où une valeur de  $K_{\Delta}$  comprise entre 0,1 et 0,6 (Figure 44). La valeur obtenue pour  $\alpha$  est de l'ordre de 10, d'où une valeur de  $K_{\epsilon}$  proche de 0,02.

Tableau 31. Valeurs caractéristiques d'un ouvrage pour une estimation de l'ordre de grandeur des paramètres d'interaction sol-structure  $K_{\Delta}$  et  $K_{\epsilon}$ .

E (Mpa)	$E_s$ (Mpa)	Longueur (m)	Hauteur	Largeur d'un mur (m)
5000	200	20	7	0,5

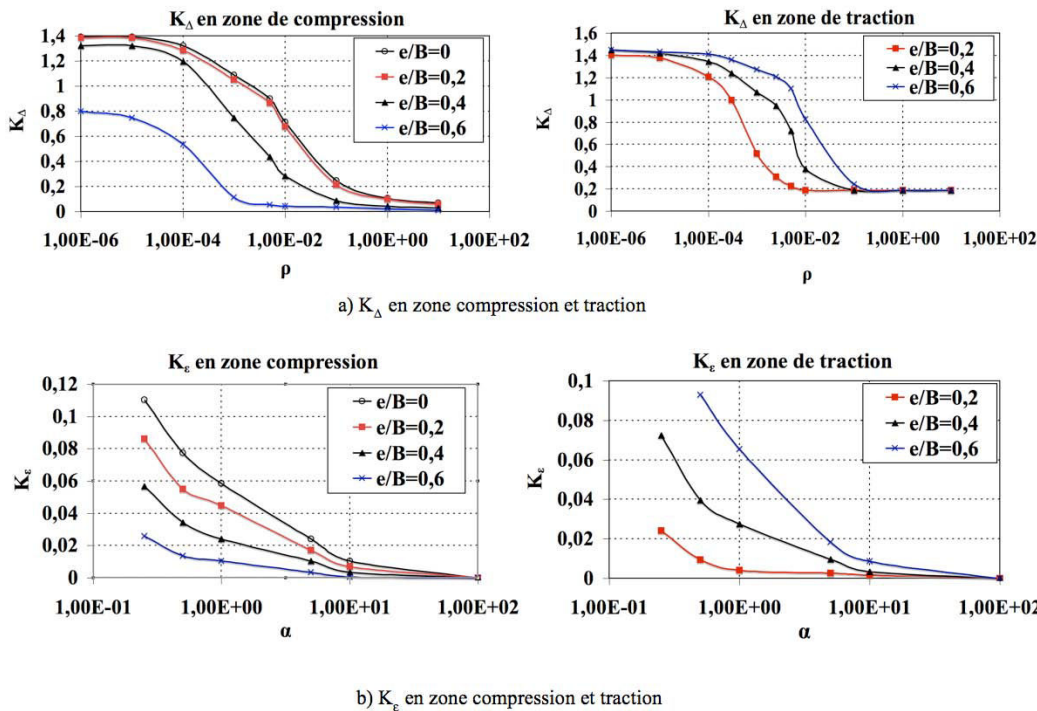


Figure 44. Valeurs des paramètres de  $K_{\Delta}$  et  $K_{\epsilon}$  selon le résultats de Potts et Addenbrooke (1997).

En conclusion, nous avons défini deux coefficients d'interaction sol-structure dont l'évaluation de la valeur apparaît complexe et fortement dépendante de la rigidité relative entre la structure et le sol. Les résultats obtenus par Boscardin et Cording (1989) et Potts et Addenbrooke (1997) permettent néanmoins d'évaluer la variabilité de ces coefficients pour des structures en maçonnerie. Il apparaît évident que cette évaluation est imprécise et que son amélioration constitue une perspective de recherche importante.

### b) Définition d'un paramètre unique d'intensité

Le second problème pour développer des fonctions de vulnérabilité, consiste à définir un critère unique pour quantifier l'intensité d'un affaissement. En effet, les fonctions de vulnérabilité utilisent un seul critère d'intensité, alors que les méthodes analytiques utilisent deux paramètres d'intensité : la déflexion et la déformation horizontale. Pour résoudre ce problème on a essayé de déterminer une relation entre la déflexion et la déformation horizontale.

Comme on a expliqué dans le chapitre 1, un grand nombre d'études empiriques, dans différents pays, montre qu'il existe une relation entre la déformation horizontale du terrain  $\varepsilon_{\text{Terrain}}$  et le rayon de courbure du terrain  $R_{\text{Terrain}}$  (Equation 37 et Figure 6).

$$\text{Equation 37} \quad \varepsilon_{\text{ground}} = K_{\text{site}} \sqrt{1/R_{\text{ground}}}$$

avec  $K_{\text{Site}}$  un coefficient qui dépend de chaque site minier. Le NCB (1975) évalue ce paramètre à 0,158 pour les mines de charbon en Angleterre. Wagner et Schumann (1991) l'évaluent à 0,36 pour les mines de charbon en Afrique de sud.

En Lorraine, l'évaluation du coefficient  $K_{\text{site}}$  est difficile en raison du faible nombre de données. Néanmoins, l'analyse des cuvettes d'affaissement de Moutiers-Haut, Roncourt et Auboué-Coinville ont permis de calculer une valeur maximale de la courbure à partir des courbes d'iso-affaissement



(110 m et 125 m). Puis, comme on a expliqué dans le chapitre 1, la valeur de la déformation horizontale maximale peut être évaluée par la relation  $\varepsilon_{\max} = K \cdot A_m / H$  (K une constante comprise entre 1 et 1,5 pour la région Lorraine). En considérant une valeur moyenne du coefficient  $K = 1,25$ , il est possible d'estimer la valeur de  $K_{\text{site}}$  entre 0,1 et 0,2, par rétro analyse sur les données existantes dans le bassin ferrifère de Lorraine (Deck 2002, Al Heib 2002, Tableau 32).

**Tableau 32. Les valeurs des paramètres de  $K_{\text{site}}$  en trois cuvette d'affaissement en Lorraine.**

	$A_m$	H	$\varepsilon_{\max}$	$R_{\max}$	$K_{\text{site}}$
Moutier Haut	1,3	120	11	110 m	0,12
Roncourt	0,65	150	6	100 m	0,07
Auboué Coinville	2,2	160	17	125 m	0,2

En outre, il est possible de calculer la relation géométrique entre la courbure du terrain, la déflexion et la longueur du bâtiment (Burland et Wroth 1974, Kratzsch 1983, Équation 38). En substituant l'Équation 38 dans l'Equation 37, on obtient une relation entre le déflexion et déformation horizontale du sol (Équation 39). Ensuite, en substituant l'Équation 39 dans l'Equation 35, la relation entre la déflexion de la structure et la déformation horizontale du terrain est obtenue (Équation 40).

$$\text{Équation 38} \quad \Delta_{\text{ground}} = \frac{L^2}{8R_{\text{ground}}}$$

$$\text{Équation 39} \quad \frac{\Delta_{\text{ground}}}{L} = \frac{\varepsilon_{\text{ground}}^2}{8K_{\text{site}}^2} \cdot L$$

$$\text{Équation 40} \quad \frac{\Delta_{\text{Structure}}}{L} = \frac{K_{\Delta}}{K_{\varepsilon}^2 \cdot K_{\text{site}}^2} \cdot \frac{L \cdot \varepsilon_{\text{Structure}}^2}{8}$$

En conclusion, pour évaluer le dommage d'un bâtiment en zone d'affaissement minier, il faut premièrement estimer la déformation horizontale du terrain  $\varepsilon_{\text{Terrain}}$  et quantifier trois coefficients qui caractérisent l'interaction sol-structure ( $K_{\varepsilon}$  et  $K_{\Delta}$ ) ou le contexte géologique et minier ( $K_{\text{site}}$ ). Il est alors possible d'évaluer la déformation transmise à la structure  $\varepsilon_{\text{Structure}}$  (Equation 35) et la déflexion de la structure  $\Delta_{\text{Structure}}$  (Équation 40). Puis par remplacement de ces valeurs dans les abaques de prévision des dommages, il est possible d'estimer le niveau dommage.

### 3.4.4 Choix d'un type de bâtiment et construction d'une base de données

La méthodologie utilisée pour développer des courbes de vulnérabilité et fragilité est décrite sur la Figure 40. Après avoir choisi une méthode d'évaluation des dommages et un critère d'intensité, l'étape suivante consiste à choisir un type de bâti et à construire une base de données représentative de ce type.f

Cette étape est illustrée avec deux types de bâtiments en maçonnerie de mêmes paramètres géométriques (L, H) : bâtiments en maçonnerie non renforcée (URM) et bâtiments en maçonnerie renforcée (RM). On considèrera que le renforcement a une influence sur la rigidité de la structure et que les bâtiments URM sont moins rigides que les bâtiments RM. En conséquence, les coefficients d'interaction sol-structure  $K_{\Delta}$  et  $K_{\varepsilon}$  des bâtiments RM prennent des valeurs plus faibles que pour les bâtiments URM.

**Tableau 33. Variabilité des différents paramètres utilisés pour le développement de fonctions de vulnérabilité associées à deux types de bâtiments en maçonnerie.**

Type de bâtiment	Bâtiment		Sol et interaction sol structure				
	Longueur [m]	Hauteur [m]	E/G	$\nu$	$K_{site}$	$K_{\Delta}$	$K_{\varepsilon}$
Maçonnerie non renforcée (URM)	20-30	7-10	10-15	0.2-0.3	0.1 - 0.2 ou 0.2 - 0.4 ou 0.4 - 0.8	40 - 70%	10 - 30%
Maçonnerie renforcée (RM)	20-30	7-10	2-5	0.2-0.3	0.1 - 0.2 ou 0.2 - 0.4 ou 0.4 - 0.8	20 - 50%	1 à 20%

Le Tableau 33 décrit la variabilité des différents paramètres caractéristiques de chaque type de bâtiment :

- Les paramètres de longueur et hauteur sont choisis pour être représentatifs des bâtiments dans de nombreuses régions minières et en particulier des bâtiments du bassin ferrifère Lorrain ;
- Le coefficient de Poisson, qui sert à calculer le maximum de la déformation aux extrémités du bâtiment (zone de cisaillement maximal), est choisi entre 0,2 à 0,3. Ces valeurs sont en accord global avec des études expérimentales sur le comportement mécanique des maçonneries (Lourenco et Rots, 1993) ;
- Le paramètre E/G est estimé à partir des résultats obtenus par Son et Cording (2008), qui ont calculé la rigidité équivalent de bâtiments en maçonnerie avec le logiciel UDEC (méthode par éléments distincts). Ils ont déterminé le paramètre de E/G ( $E_{eq}/G_{eq}$ ) en fonction du pourcentage de surface d'ouverture (fenêtres) et du ratio de rigidité tangentielle et normale des joints ( $K_s/K_n$ ). Les résultats obtenus sont illustrés sur la Figure 45. Ils montrent que  $E_{eq}/G_{eq}$  augmente avec l'augmentation de la surface d'ouverture et avec la diminution de  $K_s/K_n$ . Cet effet peut s'interpréter par une augmentation de l'influence des déformations associées au cisaillement lorsque la surface d'ouverture augmente ou que la raideur tangentielle diminue. Les bâtiments RM sont supposés relativement confinés par la présence de renforcements et on considère un ratio  $K_s/K_n$  proche de 1. Les bâtiments URM sont supposés davantage anisotropes et on considère un ratio  $K_s/K_n$  proche de 10. Pour définir la variabilité du paramètre E/G, on a utilisé une base de données des bâtiments de la ville de Joeuf (Abdallah 2009), qui montre que le pourcentage d'ouverture est inférieur à 20%. En conséquence, le paramètre E/G est choisi entre 2 et 5 pour les bâtiments RM et entre 10 et 15 pour les bâtiments URM. Ces valeurs sont en accord avec les valeurs utilisées par Burland (1995), Boscardin et Cording (1989) et Boone(1996, 2001) qui ont considéré E/G=12,5 pour les bâtiments en maçonnerie non renforcée et E/G=2,6 pour les bâtiments en maçonnerie renforcé, c'est-à-dire la moyenne de la variabilité considérée dans cette étude.
- Le paramètre  $K_{site}$  est choisi parmi trois gammes de variation afin d'adapter les courbes de vulnérabilité à différents contextes d'exploitation minière et afin d'effectuer une étude de sensibilité sur ce paramètre ;
- Les coefficients  $K_{\Delta}$  et  $K_{\varepsilon}$  sont choisis sur la base des résultats de Boscardin et Cording(1989) et Potts et Addenbrook (1996) (Figure 42 et Figure 44). L'évaluation précise de ces coefficients a une incidence sur les résultats, mais pas sur la méthodologie. L'objectif de notre recherche n'est pas de définir les valeurs réelles de ces coefficients. Par contre pour faire l'analyse nous avons essayé de

considérer des valeurs réalistes. La partie 3.5 montrera comment il est envisageable d'évaluer des valeurs plus réalistes au moyen de rétro analyses sur les dommages observés en Lorraine.

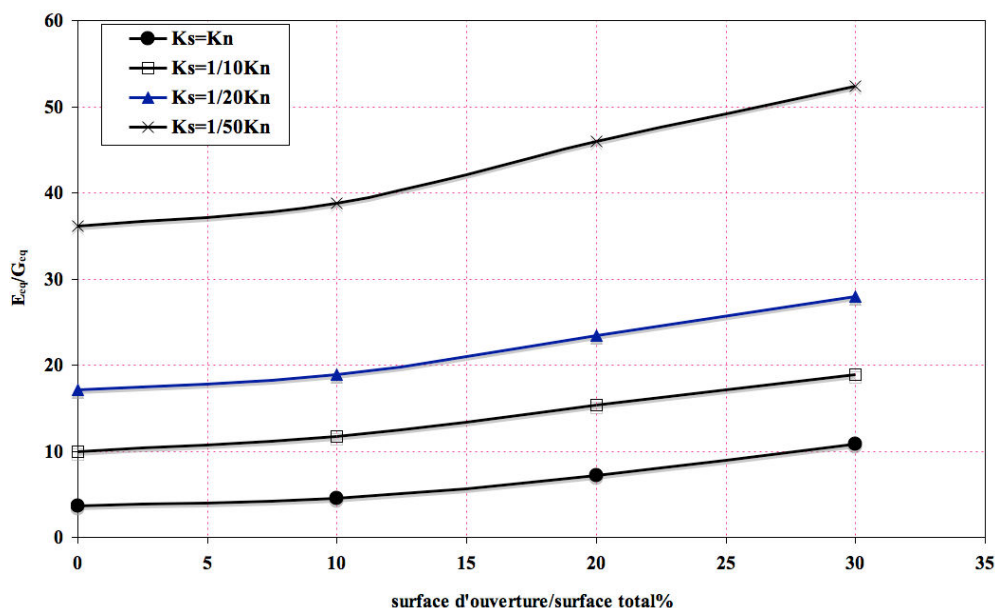


Figure 45. Valeurs du paramètre  $E_{eq}/G_{eq}$  en fonction du pourcentage de surface d'ouverture pour différents rapports  $K_s/K_n$  de la raideur des joints (bâtiments en maçonnerie, Son et Cording 2008).

Le Tableau 33 est utilisé pour développer une base de données représentative de chaque type de bâtiment avec 1000 bâtiments simulés. Pour compléter cette base de données, la variabilité de tous les paramètres est considérée. Chaque bâtiment est caractérisé par des valeurs aléatoires qui sont compatibles avec une distribution uniforme de probabilité dans les gammes indiquées dans le Tableau 33. Une analyse de sensibilité a permis de justifier que 1000 bâtiments permettait d'aboutir à des résultats robustes.

### 3.4.5 Développement de courbes de vulnérabilité et fragilité

Selon la Figure 40, la quatrième étape de la méthodologie est l'évaluation des dommages pour les 1000 bâtiments de chaque type et pour une large gamme de valeurs de la déformation horizontale du terrain (0,5 à 20 mm/m).

Pour le développement des courbes de vulnérabilité/fragilité et la définition de leur fonction mathématique, nous avons utilisé la même méthodologie qu'avec les méthodes empiriques (chapitre 2 et Equation 41). Les résultats des courbes de vulnérabilités obtenues pour les trois gammes de valeur de  $K_{site}$  et pour les deux types de bâtiment RM et URM (Tableau 33) sont présentés sur la Figure 46.

Equation 41

$$a) \quad \mu_D(\varepsilon) = \sum_{i=1}^4 \frac{N(D_i)}{n} \cdot D_i = \sum_{i=1}^4 P(D_i) \cdot D_i$$

$$b) \quad \mu_D(\varepsilon) = a[b + \text{Tanh}(c \cdot \varepsilon + d)]$$

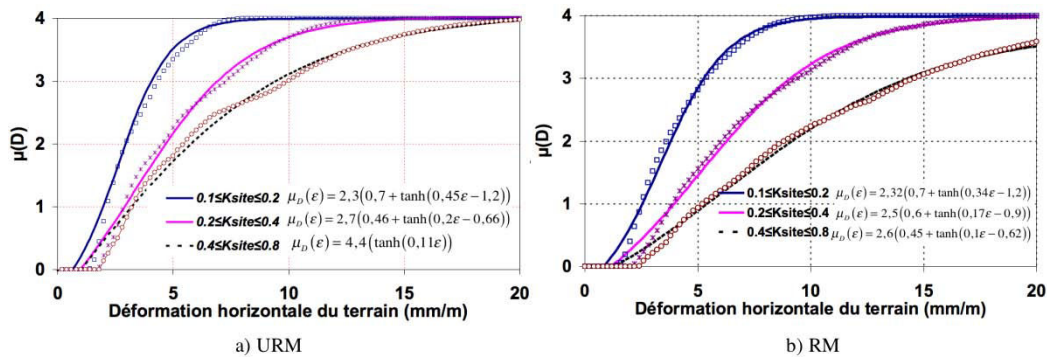


Figure 46. Courbes de vulnérabilité pour les deux types de bâtiments en maçonnerie non renforcée (URM) et maçonnerie renforcée (RM), définis dans le Tableau 33.

La comparaison des courbes de vulnérabilité de la Figure 46, montre que pour chaque valeur de la déformation horizontale, la moyenne des dommages des bâtiments en maçonnerie renforcée (RM) est inférieure à celle des bâtiments en maçonnerie non renforcée (URM). Ceci est cohérent avec le fait que les bâtiments de type URM sont les plus vulnérables par rapport aux bâtiments au type RM. En outre, la Figure 46 montre l'influence du paramètre  $K_{site}$ . Il y a plus de dommages dans les bâtiments pour des valeurs faibles du paramètre  $K_{site}$ .

Les courbes de fragilité sont présentées sur la Figure 47. On utilisera une loi log-normale pour définir leur expression mathématique. Les résultats montrent que pour les plus grandes valeurs de  $K_{site}$  et pour chaque type de bâtiment, la probabilité cumulée de dommages diminue. Aussi pour une valeur fixe de  $K_{site}$ , cette probabilité est plus grande pour le type URM que pour le type RM.

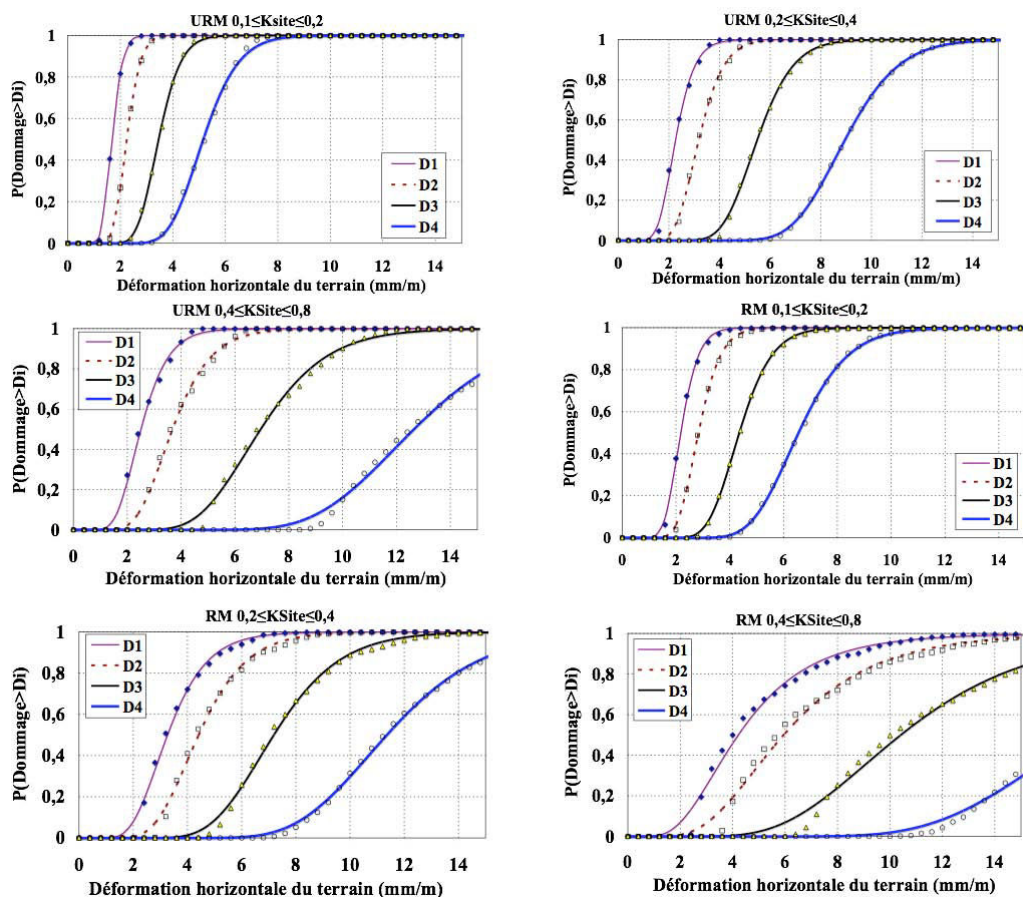


Figure 47. Courbes de fragilité pour les bâtiments RM et URM ( Tableau 33).

### 3.4.6 Analyse sensibilité sur les paramètres $K_{site}$ , $K_{\Delta}$ , $K_{\epsilon}$

Pour comprendre l'importance du choix des paramètres  $K_{site}$ ,  $K_{\Delta}$  et  $K_{\epsilon}$ , on a fait une étude de sensibilité. Dans cette analyse les paramètres  $L/H$ ,  $E/G$  et  $\nu$  sont constants (Tableau 34). Les paramètres  $K_{\Delta}$ ,  $K_{\epsilon}$  sont considérés entre 0,05 et 1 et le paramètre  $K_{site}$  est considéré entre 0,1 et 0,8.

La Figure 48 permet d'analyser l'influence de  $K_{site}$ . On observe que les grandes valeurs de  $K_{site}$  conduisent à un aplatissement des courbes de vulnérabilité. Par ailleurs, on observe que l'influence de  $K_{site}$  diminue avec l'augmentation de sa valeur. Autrement dit, le choix de la variabilité de  $K_{site}$  (ou de sa plage de variation) est d'autant plus important que les valeurs considérées sont petites.

Tableau 34. Valeurs des paramètres  $L/H$ ,  $E/G$  et  $\nu$  pour l'étude de sensibilité des paramètres  $K_{site}$ ,  $K_{\Delta}$  et  $K_{\epsilon}$ .

$L/H$	$E/G$	$\nu$
2,2- 4,3	10-15	0.2-0.3

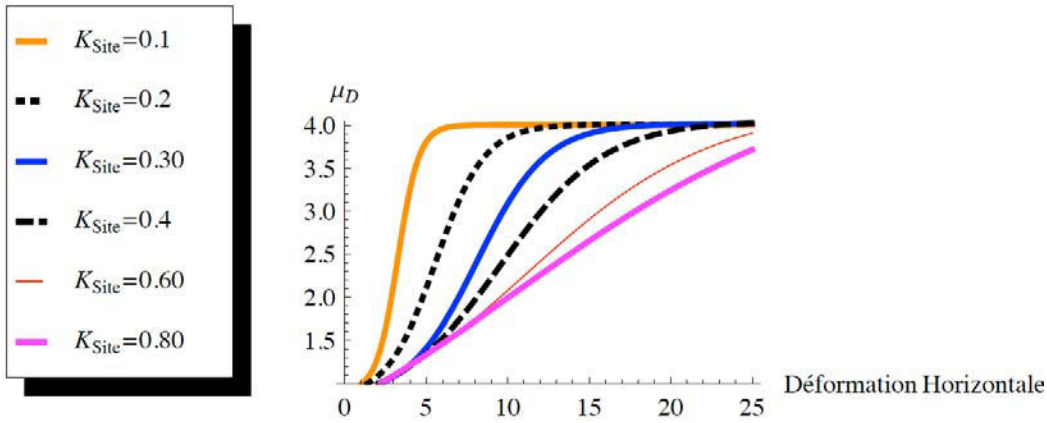


Figure 48. Analyse de sensibilité sur le paramètre  $K_{Site}$  avec  $K_{\Delta}=0,2$  et  $K_{\epsilon}=0,1$ .

La Figure 49 permet d'analyser l'influence du paramètre  $K_{\Delta}$ . On observe que de faibles valeurs de  $K_{\Delta}$  conduisent à un aplatissement de la courbe (baisse de la vulnérabilité).

La Figure 50 permet d'analyser l'influence du paramètre  $K_{\epsilon}$ . On observe que de faibles valeurs de  $K_{\epsilon}$  conduisent à un décalage de la courbe vers la droite (baisse de la vulnérabilité). La sensibilité des courbes semble identique, quelque soit les valeurs de  $K_{\epsilon}$ .

Enfin, on peut conclure que les courbes de vulnérabilité sont davantage sensibles aux valeurs de  $K_{\Delta}$  et  $K_{Site}$  qu'aux valeurs de  $K_{\epsilon}$ .

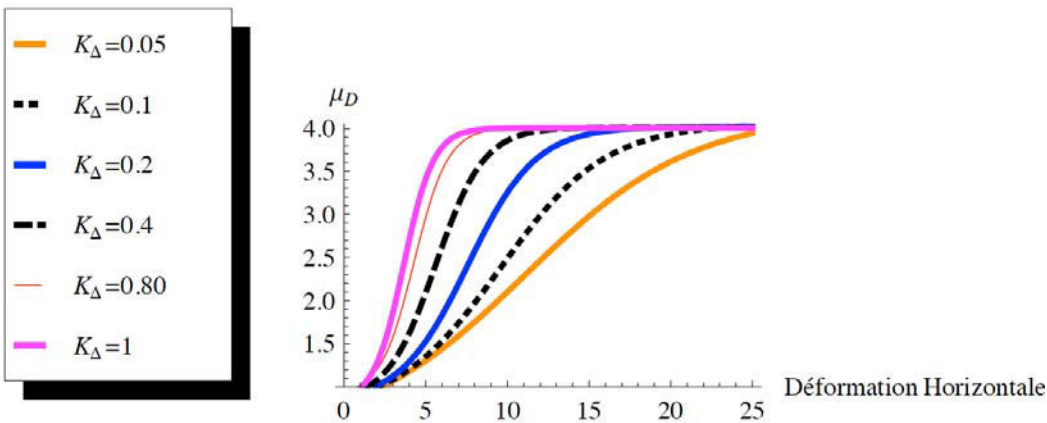


Figure 49. Analyse de sensibilité sur le paramètre  $K_{\Delta}$  avec  $K_{Site}=0,2$  et  $K_{\epsilon}=0,1$ .

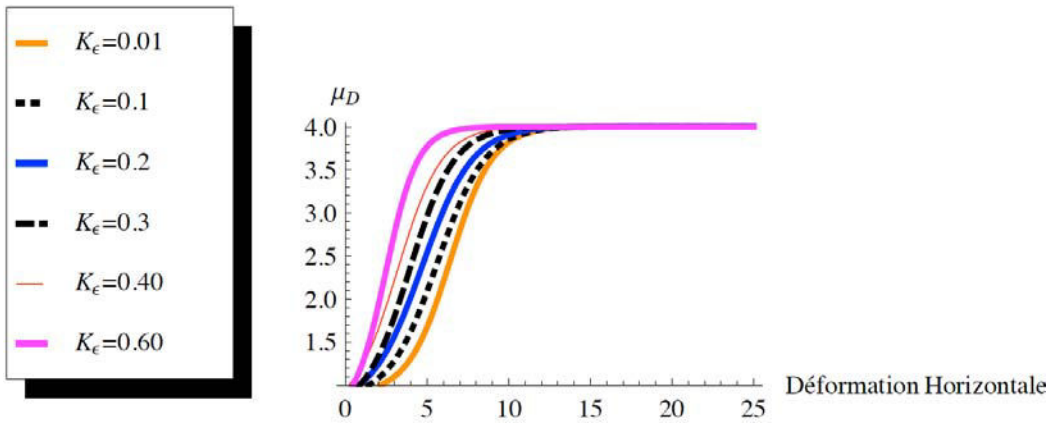


Figure 50. Analyse de sensibilité sur le paramètre  $K_\epsilon$  avec  $K_\Delta=0,4$  et  $K_{site}=0,2$ .

### 3.5 Application et comparaison avec les dommages observés dans les bâtiments en maçonnerie du bassin ferrifère Lorrain

Pour justifier la méthodologie et les résultats obtenus, nous avons comparé les dommages observés pour les trois affaissements de Moutier haut (1997), Moutier-Stade (1997) et Roncourt (1999) avec deux courbes de vulnérabilités représentatives des bâtiments concernés par ces affaissements. La majorité des bâtiments de ces trois communes peuvent se classer dans deux groupes : bâtiments en maçonnerie non renforcée (URM1) et en maçonnerie renforcée (RM1). Il s'agit donc de vérifier si les courbes de vulnérabilités des types RM1 et URM1 encadrent les dommages observés. Le Tableau 35 présente les valeurs choisies pour les différents paramètres.

Tableau 35. Variabilité des paramètres caractéristiques des bâtiments impactés par des affaissements miniers dans le bassin ferrifère de Lorrain.

Type de bâtiment	Bâtiment				Sol et interaction sol structure		
	Longueur [m]	Hauteur [m]	E/G	$\nu$	$K_{site}$	$K_\Delta$	$K_\epsilon$
URM1	20-30	7-9	10-15	0.2-0.3	0.1 - 0.2	40 - 70%	10 - 30%
RM1	10-20	4-8	2-5	0.2-0.3	0.1 - 0.2	20 - 50%	1 - 20%

La longueur des bâtiments est comprise entre 10 et 20 m pour bâtiments de type RM1 et entre 20 et 30 m pour les bâtiments de type URM1. La hauteur est comprise entre 4 et 8 m et 7 et 9 m pour chacun des deux types de bâtiments. Les variabilités de E/G et  $\nu$  et leur justification sont identiques au cas précédent (Tableau 33).

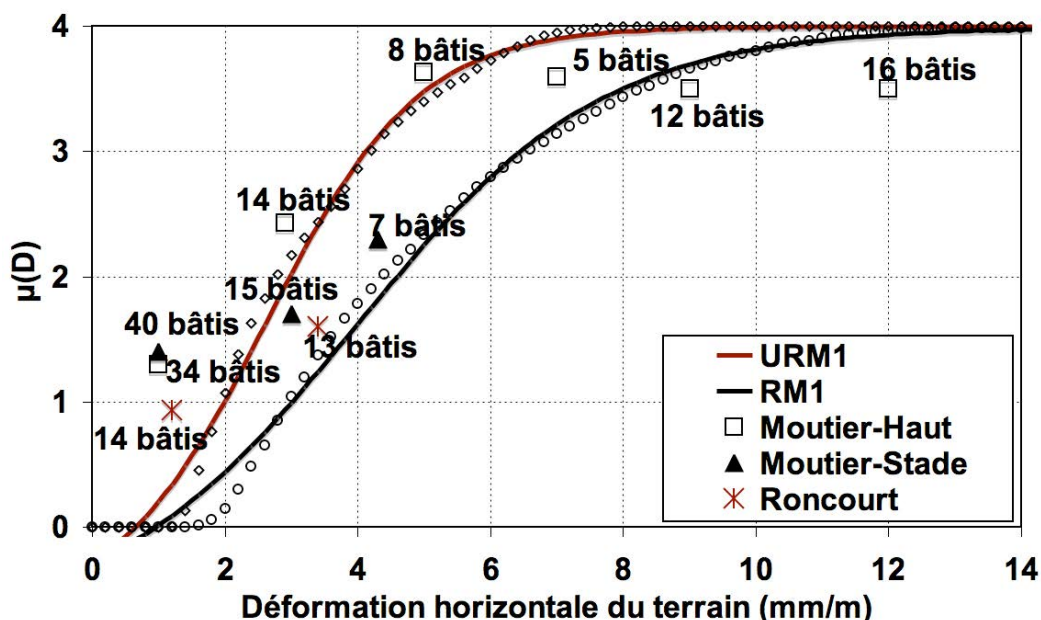
La variabilité des paramètres  $K_\epsilon$  et  $K_\Delta$  est identique à celles considérées dans le Tableau 33 pour deux types de bâtiments en maçonnerie non renforcée et renforcée.

La base de données des bâtiments impactés par des affaissements en Lorraine est présentée dans l'annexe 1. Les informations disponibles (Deck 2002) ont permis de structurer la base de données avec 4 catégories de dommages (dommage nul, architectural, fonctionnel et structurel) alors que la méthode analytique considère 5 niveaux ( $D_0$  à  $D_4$ ). Nous avons donc considéré une équivalence entre ces niveaux. Le niveau dommage nul, correspond à dommage  $D_0$  et  $D_1$  (dommage nul ou très léger), le niveau  $D_2$  correspond à un dommage architectural,  $D_3$  fonctionnel et  $D_4$  structurel.

Cette base de données d'ouvrages réels impactés est alors synthétisée en regroupant les bâtiments par niveau de sollicitation. On calcule alors la moyenne de la déformation horizontale  $\mu_\epsilon$  et la moyenne des dommages  $\mu_D$  de chaque groupe de bâtiments (Tableau 36). Les résultats du Tableau 35 sont alors superposés aux courbes de vulnérabilité des deux types RM1 et URM1 (Figure 51).

**Tableau 36. Synthèse des dommages observés dans les trois affaissements miniers en Lorraine (Moutier-Haut, Moutier-Stade et Roncourt)**

Moutier Haut				Moutier Stade				Roncourt			
$\epsilon$ [mm/m]	$\mu_\epsilon$	$\mu_D$	$N_b$	$\epsilon$ [mm/m]	$\mu_\epsilon$	$\mu_D$	$N_b$	$\epsilon$ [mm/m]	$\mu_\epsilon$	$\mu_D$	$N_b$
$\leq 2$	1	1,3	34	$\leq 2$	1	1,5	40	$\leq 2$	1	0,93	14
2-4	2,9	2,43	14	2-4	3	1,7	15	$\geq 2$	3,4	1,6	13
4-6	4,9	3,63	8	4-6	4,3	2,3	7				
6-8	7	3,6	5								
8-10	9	3,5	12								
$\geq 10$	12	3,4	16								



**Figure 51. Courbes de vulnérabilité pour deux types de bâtiments en Lorraine et résultat des dommages observés.**

On observe sur la Figure 51 que les résultats des dommages observés justifient relativement bien les courbes de vulnérabilité calculées. Toutefois, certaines différences sont observées pour les valeurs les plus faibles et les plus grandes de la déformation horizontale. Les fonctions de vulnérabilité tendent à sous-estimer les dommages pour les plus petites valeurs de la déformation horizontale du terrain (moins de 3 mm/m) et à surestimer les dommages pour la plus grande des valeurs (supérieure à 9 mm/m).

Une première explication possible de ces différences est la non prise en compte de dégradations initiales du bâti associées à des phénomènes de vieillissement ou de tassement différentiels.

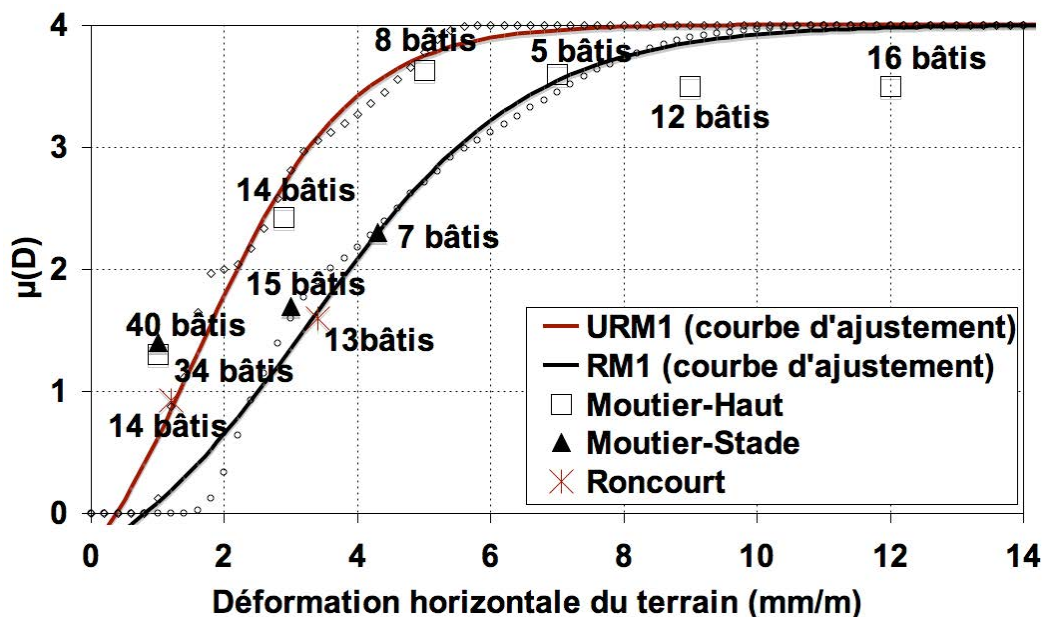


Inversement, les méthodes analytiques ne prennent pas en compte l'existence localement de bâtiments plus résistants (meilleure qualité et mise en œuvre des matériaux lors de la construction) où des bâtiments situés en zone de forte déformation mais en réalité faiblement sollicités en raison de phénomènes complexes mal appréhendés. En conséquence, il peut apparaître cohérent d'observer une surestimation des dommages aux grandes déformations et une sous-estimation aux faibles déformations.

Une seconde explication porte sur l'incertitude relative à la détermination des deux coefficients d'interaction sol-structure  $K_{\Delta}$  et  $K_{\epsilon}$ . Nous avons essayé, par rétro-analyse de caler la valeur de ces coefficients afin d'obtenir une meilleure corrélation entre les fonctions de vulnérabilité et les dommages observés. Les résultats obtenus sont indiqués dans le Tableau 37 et représentés sur la Figure 52. Ils correspondent à des valeurs supérieures des coefficients d'interaction sol-structure.

**Tableau 37. Résultats des rétro-analyses permettant d'ajuster les valeurs des coefficients d'interaction sol-structure.**

Type de bâtiment	Bâtiment				Sol et interaction sol structure		
	Longueur [m]	Hauteur [m]	E/G	$\nu$	$K_{site}$	$K_{\Delta}$	$K_{\epsilon}$
URM1 ajusté	20-30	7-9	10-15	0.2-0.3	0.1 - 0.2	50 - 70%	35 - 45%
RM1 ajusté	10-20	4-8	2-5	0.2-0.3	0.1 - 0.2	30 - 50%	10 - 20%



**Figure 52. Courbes de vulnérabilité ajustées pour trouver les valeurs des coefficients d'interaction sol structure.**

En conclusion, la méthode de détermination des fonctions de vulnérabilité en zone d'affaissement minier est opérationnelle. Un point clé de la méthode est le choix et la justification des paramètres d'interaction sol-structure qui doivent être précisément définis pour chaque contexte d'exploitation minière et chaque type de bâtiment.

## 3.6 Conclusion

### 3.6.1 Conclusion général

Dans ce chapitre, nous avons fait une synthèse bibliographique des méthodes analytiques existantes pour évaluer les dommages en zone d'affaissement minier.

La méthode de Burland (1997), développée pour les bâtiments en maçonnerie, est complétée en considérant un coefficient de Poisson indépendant du paramètre  $E/G$ , ce qui correspond à un modèle isotrope transverse. La méthode est étendue à une large gamme de dimensions de bâtiments, ce qui permet de compléter les abaques existants pour les propriétés du bâti suivantes :  $L/H=1$ ,  $E/G=2,6$ ,  $\nu=0,2$ .

La comparaison des abaques de prévision des dommages basées sur cette méthode montre que, aucun abaque n'est approprié pour tous les bâtiments et que les abaques sont sensibles à la variabilité des données d'entrée. En conséquence, le développement de fonctions de vulnérabilité apparaît une stratégie pertinente pour évaluer la vulnérabilité des ouvrages tout en tenant compte de l'incertitude relative aux données d'entrée. On a généralisé une méthodologie pour le développement de ces courbes.

La méthodologie de développement des fonctions de vulnérabilité peut être utilisés avec n'importe quelle méthode analytique. Elle est illustrée avec la méthode de Burland modifiée car la majorité des bâtiments du bassin ferrifère Lorrain sont en maçonneries.

Trois coefficients  $K_{\text{site}}$ ,  $K_{\Delta}$  et  $K_{\varepsilon}$  ont été définis pour estimer la déformation horizontale et la déflexion transmises au bâtiment en fonction de la déformation horizontale du terrain estimée en champ libre.  $K_{\text{site}}$  est une caractéristique de l'exploitation minière et du contexte géologique de la zone étudiée, tandis que  $K_{\Delta}$  et  $K_{\varepsilon}$  sont caractéristiques de l'interaction sol-structure et dépendent de la différence de rigidité entre le sol et le bâtiment. En première approximation, on peut utiliser les résultats de Boscardin et Cording (1989) et Potts et Addenbrook (1996), mais ces résultats sont discutables. Une étude approfondie pour quantifier ces paramètres constitue une perspective de recherche importante.

Les courbes de vulnérabilité et fragilité sont des méthodes efficaces pour l'évaluation des dommages des constructions. Elles prennent en compte l'incertitude dans le processus d'évaluation des dommages. Leur utilisation permet d'évaluer la probabilité d'atteindre ou de dépasser chaque catégorie de dommages. La méthode décrite dans le document est basée sur la simulation d'une base de données de 1000 bâtiments dont les paramètres sont choisis au hasard à l'intérieur d'une gamme de variation caractéristique de chaque type de bâtiments.

Les courbes de vulnérabilité et fragilité ont été élaborées pour deux types de bâtiments qui sont typiques d'un grand nombre de pays : des bâtiments en maçonnerie non renforcée (URM) et renforcée (RM) d'une longueur entre 10 et 20 mètres et une hauteur comprise entre 7 et 10 mètres. Trois gammes de variations ont également été étudiées pour le paramètre  $K_{\text{site}}$ , afin d'augmenter la représentativité ces courbes.

Enfin, la méthode est appliquée dans le bassin ferrifère Lorrain. Deux courbes de vulnérabilité sont calculées et comparées aux résultats des dommages observés après 3 affaissements miniers. Les résultats montrent une bonne concordance entre la théorie et les dommages observés.

### 3.6.2 Rappel des principales hypothèses utilisées

Ce chapitre a des objectifs méthodologiques (méthode de développement des courbes de vulnérabilité) et pratiques (utilisation future des courbes développées). Il convient alors de rappeler certaines hypothèses importantes, qui pourraient nécessiter des approfondissements. En particulier :

▫ Les variables utilisées dans les méthodes analytiques pour le développement des fonctions de vulnérabilité sont considérées comme indépendantes. Une étude plus détaillée est nécessaire afin de vérifier cette hypothèse ou, le cas échéant, afin de quantifier la corrélation entre ces variables. Par

exemple, pour une typologie du bâti, les bâtiments de faible longueur ont-ils la même probabilité d'avoir une hauteur « importante » que les bâtiments de plus grande longueur ?

▫ Le choix des valeurs du paramètre  $E/G$ , caractéristique du milieu continu équivalent, a une influence sur le résultat. Les études existantes montrent qu'il apparaît pertinent de considérer des valeurs supérieures à 2,6 afin de tenir compte de l'influence des ouvertures dans la structure. Nous avons utilisé un modèle isotrope transverse pour le développement des courbes de vulnérabilité, afin de rendre cohérent les valeurs considérées avec les lois de la mécanique des milieux continus.

▫ Dans tous les calculs réalisés, l'influence de la dégradation de la structure n'a pas été prise en compte. Ce choix est identique à ce qui est proposé ou décrit dans la littérature. Cependant, il apparaît probable que les paramètres caractéristiques du bâti évoluent avec sa dégradation. En particulier, cela concerne les valeurs de  $E/G$  et la localisation de la fibre neutre dans la poutre.

## 4 CHAPITRE 4. PREVISION DES AFFAISSEMENTS MINIERS

### 4.1 Introduction

Comme on a vu dans les chapitres précédents, la prévision des dommages à l'échelle d'une ville nécessite de mettre en œuvre une méthode de prévision des affaissements et de l'implémenter dans le simulateur de dommages. Dans le cadre de ce travail, le choix de la méthode la plus adaptée repose sur les contraintes suivantes :

- Aptitude de la méthode à être implémentée dans le simulateur de dommages.
- Aptitude de la méthode à prévoir l'affaissement en 3D.
- Aptitude de la méthode à prévoir la déformation horizontale du terrain en chaque point de la cuvette 3D.
- Aptitude de la méthode à reproduire de manière satisfaisante les cas historiques d'affaissements.

Plusieurs méthodes ont été développées pour prévoir ces mouvements. Le LAEGO et l'INERIS ont étudié et expérimenté un grand nombre de méthodes de prévision de ces mouvements (Deck 2002, Al Heib 2002, Aissaoui 1999, Abbass Fayad 2000). En particulier, comme on a expliqué dans le chapitre I, Aissaoui (1999) a fait une étude comparative des méthodes existantes en insistant sur leurs avantages et inconvénients et en les classant au sein de 5 familles :

- Méthodes par formules empiriques (Whittaker et Reddish 1989). Ces méthodes ne sont pas adaptées car elles ne permettent de prévoir que des coupes 2D de l'affaissement.
- Méthodes par abaques (méthode de Sarre, Kratzsch 1983, Whittaker et Reddish 1989). Ces méthodes sont difficiles à implémenter dans le simulateur de dommages car il n'existe pas de formulation mathématique de ces abaques. Par ailleurs, elles ne sont pas utilisables dans le cas de mines superposées (multicouches) et aboutissent à des résultats dépendants du choix effectué pour la discrétisation de la mine étudiée en une juxtaposition de surfaces rectangulaires. Par exemple le logiciel SUBSID développé par l'INERIS (Aissaoui 1999) permet de mettre en évidence ce défaut important. Si on considère un polygone de mine et qu'on divise ce polygone selon les deux choix illustrés sur la Figure 53, on peut voir que les résultats sont différents (Aissaoui 1999). Enfin, certaines méthodes sont limitées au calcul de l'affaissement vertical et ne permettent pas de calculer la déformation horizontale du terrain (Whittaker et Reddish 1989).

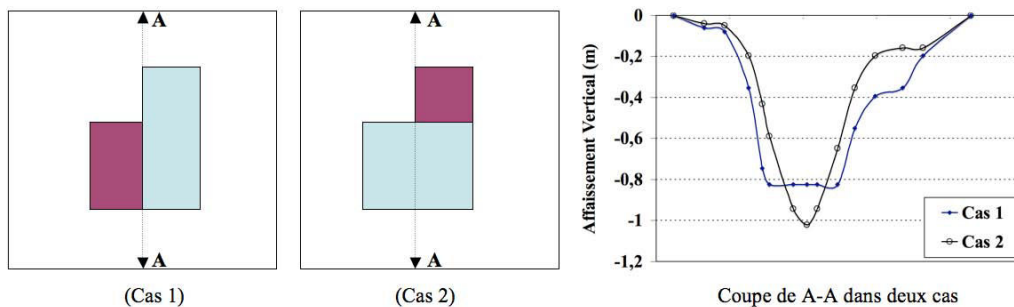
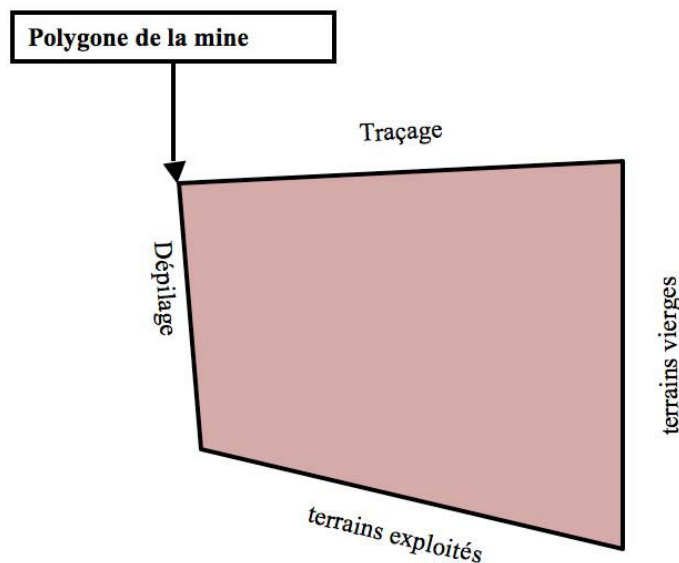


Figure 53. Illustration des différences obtenues selon la discrétisation d'une mine, pour la prévision des affaissements au moyen d'une méthode par abaques (Aissaoui 1999).

- Méthodes par fonction d'influence (Whittaker et Reddish 1989). Ces méthodes apparaissent les plus adaptées au cadre de ce travail pour les raisons suivantes :

- On peut utiliser ces méthodes dans le cas d'exploitations multi-couches et pour des géométries de mines quelconques.
- Elles donnent des prévisions d'affaissements satisfaisantes en comparaison des autres méthodes (Whittaker et Reddish 1989).
- Elles sont basées sur le principe de superposition et permettent donc la prévision des affaissements dans tous les cas d'exploitation. Ce principe de superposition apparaît contestable, dans la mesure où les affaissements provoquent des ruptures et une plasticité des terrains. Néanmoins, l'expérience montre que l'application de ces méthodes aboutit à des résultats satisfaisants.
- Elles permettent de prévoir l'affaissement vertical et les déplacements horizontaux en 3D.
- Néanmoins, l'application de ces méthodes dans le bassin ferrifère lorrain peut soulever une difficulté importante liée à l'existence d'angles d'influence différents sur les différents contours d'une mine. Ces différences s'expliquent par la différence de nature des terrains adjacents : terrains vierges, terrains exploités, terrains dépilés (Figure 54).



**Figure 54. Illustration de la variabilité des terrains autour d'une mine en Lorraine. A chaque terrain est associé un angle d'influence différent.**

Les paragraphes suivants présentent en détail les méthodes par fonction d'influence et les choix adoptés afin de prendre en compte les différences d'angles d'influences et afin de calculer les déformations horizontales en fonction des déplacements horizontaux calculés.

Enfin la méthode est implémentée afin d'être testée et validée par comparaison avec les cas historiques d'affaissements dans le bassin ferrifère Lorrain.

## 4.2 Principe des méthodes par fonction d'influence

### 4.2.1 Calcul du déplacement vertical d'un point de surface

Le calcul des mouvements verticaux et horizontaux induits par un affaissement, à partir de ces méthodes, est basé sur le principe de superposition des mouvements des terrains en surface. En d'autres termes si  $s_1$  et  $s_2$  sont les affaissements verticaux d'un point de la surface provoqués

respectivement par l'effondrement des surfaces  $A_1$  et  $A_2$  d'une exploitation souterraine, alors l'affaissement provoqué par l'effondrement des deux surfaces  $A_1 + A_2$  est  $s_1 + s_2$ .

Si on sait calculer l'affaissement provoqué par une surface élémentaire (infinitésimale) d'exploitation souterraine, alors toute mine peut être décomposée, sans restriction géométrique, en une juxtaposition de surfaces élémentaires et le principe de superposition peut être appliqué à l'influence de ces surfaces élémentaires. Ainsi, la valeur de l'affaissement en tout point P de la surface est la somme des affaissements partiels provoqués par chaque surface élémentaire.

On considère que l'influence d'une surface élémentaire  $dA$  sur l'affaissement en surface est limitée à un cône d'influence d'angle  $\gamma$  et est proportionnelle à la distance horizontale entre cette surface et le point considéré en surface (Équation 42 et Figure 55-a).

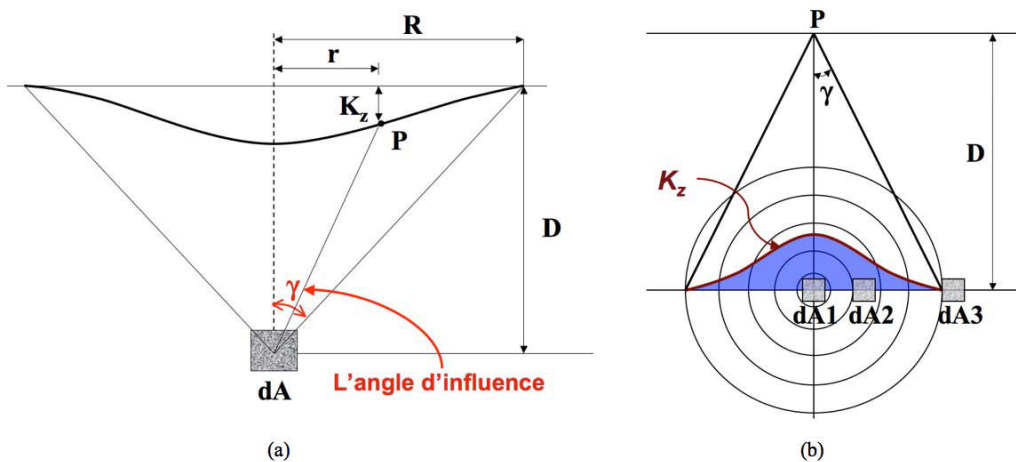
L'affaissement provoqué par chaque élément infinitésimal de mine  $dA$  sur un point de la surface est calculé avec l'Équation 42.

Équation 42 
$$dS = S_{\max} \cdot K_z(r) \cdot dA$$

où  $dS$  est l'affaissement provoqué en un point P de la surface,  $S_{\max}$  est la valeur maximale de l'affaissement dans les cas critiques et surcritiques.  $K_z(r)$  est la valeur de la fonction d'influence au point P considéré. L'affaissement final d'un point P de la surface peut alors être estimé en calculant l'intégrale de l'Équation 42 sur toute la surface exploitée A (Équation 43) et on définit  $S_r$  le facteur de pondération.

Équation 43 
$$S = S_{\max} \iint_A K_z \cdot dA$$

$$S_r = \frac{S}{S_{\max}} = \iint_A K_z \cdot dA$$



**Figure 55. Explication d'une fonction d'influence. Le calcul de l'affaissement peut être effectué en considérant l'effet d'un élément de la mine sur les points de la surface (a) et le sommet. Le calcul peut également être effectué en considérant l'effet de toute la mine sur un seul point de la surface (b) et le sommet du cône d'influence est alors situé au niveau de la surface. Dans ces figures  $\gamma$  est l'angle d'influence de l'exploitation minière et R est la distance maximale à partir de laquelle la surface élémentaire n'a plus d'influence sur l'affaissement en surface ( $R = D \cdot \tan \gamma$ )**

La Figure 55 illustre la forme des fonctions d'influence et les deux manières de conceptualiser le problème. Soit on cherche à évaluer l'influence d'un élément  $dA$  de la mine sur toute la surface et on considère que cette influence diminue avec l'augmentation de la valeur  $r$  (Figure 55-a). Soit on cherche à évaluer l'influence de toute la mine sur un seul point de la surface, ce qui revient à inverser

la problématique. L'usage est de considérer le second choix dans la mesure où les ingénieurs/chercheurs ont généralement essayé de prévoir les déplacements d'un nombre limité de points de la surface. Ainsi, Whittaker et Reddish (1989), Sheorey *et al.* (2000) considèrent un cône d'influence dont le sommet est situé au niveau du point de la surface considéré (Figure 55-b). Dans cette figure, on considère un point de la surface et on calcule l'effet de tous les éléments de la mine contenus dans le cône d'influence sur ce point. Par exemple dans la Figure 55-b, on peut voir l'effet de 3 surfaces élémentaires de la mine sur le point P en surface. Comme on voit sur cette figure, l'influence de l'élément dA1 est maximale car dA1 est situé au centre du cône passant par le point P ; l'influence de l'élément dA2 est moindre que celle de dA1 et l'élément dA3 n'a aucune influence sur le point P (Whittaker et Reddish 1989).

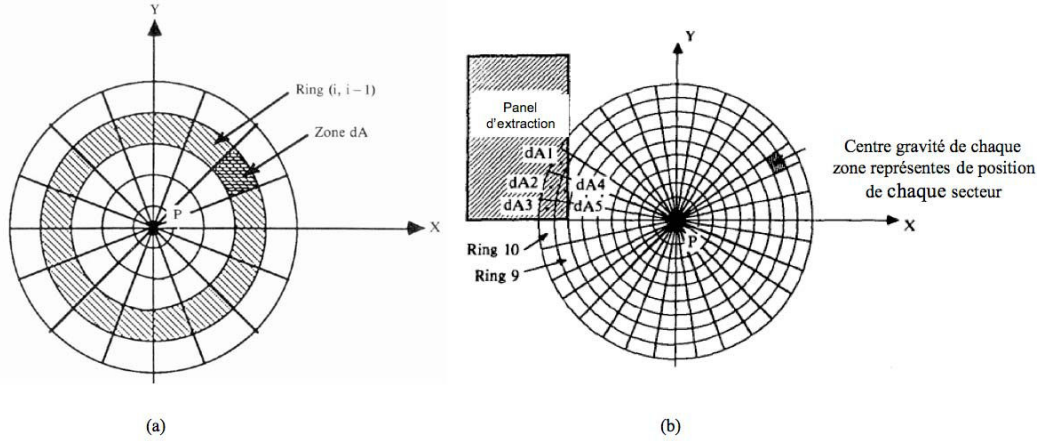
Dans la littérature, il existe de nombreuses fonctions d'influence (Tableau 38), proposées dans différents contextes d'exploitation minière ou de réservoirs (pétrole et gaz). La fonction proposée par Reddish *et al.* (1994) est utilisée pour un réservoir de pétrole et de gaz. La fonction proposée par Sheorey *et al.* (2000) est utilisée pour différents exploitations minières en Inde. Les fonctions proposées par Beyer (1945) et Litwiniszyn (1954) sont utilisées dans deux cas de mines et réservoir de pétrole et gaz (Esenay et Haciosmanoglu 2004).

**Tableau 38. Illustration de différentes fonctions d'influence.**

Auteur	Équation	Remarque
Stochastique (Whittaker et Reddish 1989)	$K_z(r) = \frac{1}{R^2} e^{-\pi\left(\frac{r}{R}\right)^2}$	r : distance entre le point de la surface où on veut calculer l'affaissement et le centre de la surface élémentaire. γ : angle d'influence de l'exploitation minière D : profondeur de la mine R : distance maximale de l'influence d'une surface élémentaire (R = D.Tanγ) ν : coefficient de Poisson des terrains de recouvrement
Reddish <i>et al.</i> (1994)	$K_z(r) = \frac{1-\nu}{\pi} \frac{D}{(r^2 + D^2)^{3/2}}$	
Beyer (1945), Whittaker et Reddish (1989)	$K_z(r) = \frac{3}{\pi R^2} \left[ 1 - \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right]^2$	
Litwiniszyn (1954) c.f. (Sroka A. Hejmanowski (2006)	$K_z(r) = \frac{1}{R^2} EXP \left[ -\pi \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right]$	
Sheorey <i>et al.</i> (2000)	$K_z(r) = \frac{0.5352}{R^2} EXP \left[ 1 + Cos \frac{\pi.r}{R} \right]$	

Dans un souci d'efficacité d'utilisation des fonctions d'influence, Whittaker et Reddish (1989) simplifient le calcul de l'intégrale définie avec l'Équation 43 pour calculer l'affaissement en un point P donné de la surface (Figure 55-b). Premièrement, ils considèrent l'intersection entre le cône d'influence d'angle γ dont le sommet passe par le point P et la surface exploitée. Ils considèrent plusieurs anneaux et définissent des secteurs tels qu'illustrés sur la Figure 56. Le nombre d'anneaux et de secteurs est choisi après une analyse de sensibilité et ils ont considéré que 10 anneaux et 64 secteurs donnaient des résultats satisfaisants pour calculer l'affaissement (10 \* 64 = 640 surfaces élémentaires). La précision des calculs augmente avec le nombre d'anneaux et de secteurs considérés, en même temps que le temps de calcul. Pour calculer l'affaissement du point considéré au moyen de l'Équation 43, la valeur du facteur de pondération S/S<sub>max</sub> est considérée constante pour les surfaces élémentaires situées dans un même anneau. Par exemple si on utilise la fonction stochastique définit dans le Tableau 38, le facteur de pondération S<sub>r(i)</sub> de l'anneau « i » est calculé avec l'Équation 44 (Figure 56-a).

$$\begin{aligned}
 S_r(i) &= \iint_A \frac{1}{R^2} e^{-\pi r^2/R^2} r dr d\theta \\
 \text{Équation 44} \quad &= \int_0^{2\pi} d\theta \int_{r_{i-1}}^{r_i} \frac{r}{R^2} e^{-\pi r^2/R^2} dr \\
 &= e^{-\pi(\frac{r_{i-1}}{R})^2} - e^{-\pi(\frac{r_i}{R})^2}
 \end{aligned}$$



**Figure 56. a- Discretisation du cône d'influence en secteurs et anneaux. b- Identification des surfaces élémentaires d'une mine à prendre en compte pour le calcul de l'affaissement en un point P de la surface (Whittaker et Reddish 1989).**

Si on considère 10 anneaux et 64 secteurs tels que le taux d'augmentation des rayons de chaque anneau est  $R/10$  et l'angle entre deux secteurs est  $360^\circ/64$ , alors le facteur de pondération  $S_r(i)$  pour chaque anneau et pour chaque surface élémentaire est calculé dans le Tableau 39.

**Tableau 39. Facteurs de pondération pour 10 anneaux et 64 secteurs calculés à partir de la fonction d'influence stochastique.**

Anneau	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$S_r(i)$ (pour un anneau)	0,0323	0,0911	0,134	0,155	0,1557	0,1392	0,1131	0,0842	0,0579	0,0369
$S_r(i)/64$ (pour une surface élémentaire de l'anneau)	0,0005	0,0014	0,0021	0,0024	0,0024	0,0022	0,0018	0,0013	0,0009	0,0006

Pour calculer l'affaissement vertical du point de la surface considéré, on doit superposer l'influence des surfaces élémentaires des anneaux situées à l'intersection entre le cône d'influence et le polygone de la mine considéré. On calcule l'affaissement relatif au point P par l'Équation 45.

$$\text{Équation 45} \quad S_r = \frac{\sum_{i=1}^{\text{Nombre des anneaux}} N_i \mathcal{G}_r(i)}{\text{Nombre de toutes les surfaces élémentaires}}$$

où  $N_i$  est le nombre de surfaces élémentaires de la mine dans le  $i^{\text{ème}}$  anneau et  $S_r(i)$  et l'affaissement relatif des surfaces élémentaires situées dans le  $i^{\text{ème}}$  anneau (Tableau 39).

Par exemple, dans le cas de la Figure 56-b, l'affaissement relatif du point P est calculé selon l'Équation 45.



$$\text{Équation 46} \quad \frac{S}{S_{\max}} = 3 \times 0,0006 + 2 \times 0,0009 = 0,0036$$

Et si l'affaissement maximal est de 2 m alors la valeur de l'affaissement en ce point sera de  $0,0036 \times 2000 = 7,2$  mm.

#### 4.2.2 Calcul du déplacement horizontal d'un point de surface

Quel que soit la conceptualisation adoptée (Figure 55-a ou b), avec la méthodologie de calcul de l'affaissement vertical en un point de la surface, on peut calculer le déplacement horizontal. Pour cela on fait l'hypothèse que chaque surface élémentaire de la mine  $dA$  provoque un déplacement du point P avec une composante verticale  $dV_z$  et une composante horizontale  $dV_{xy}$ , dont la résultante  $dV$  est orientée vers  $dA$  (Figure 57-a). Pour calculer la valeur de  $dV_{xy}$ , on calcule premièrement l'affaissement vertical  $dV_z$  avec les fonctions d'influences, puis on calcule le déplacement horizontal  $dV_{xy}$  avec l'Équation 47.

$$\text{Équation 47} \quad dV_{xy} = dV_z \tan \xi$$

où  $\xi$  est l'angle entre la verticale et la droite qui joint le point P de la surface au centre de l'élément  $dA$  (Figure 57-a). On peut calculer les déplacements dans les directions X et Y séparément avec l'Équation 48.

$$\text{Équation 48} \quad \begin{aligned} dV_x &= dV_{xy} \cos \alpha \\ dV_y &= dV_{xy} \sin \alpha \end{aligned}$$

où  $\alpha$  est l'angle sur le plan XY entre la direction X et la droite qui joint le point P de la surface au centre de l'élément  $dA$  (Figure 57-b). L'usage étant de considérer un cône d'influence dont le sommet passe par le point P de la surface, l'angle va augmenter par palier de  $360^\circ/64$  si on considère 64 secteurs dans chaque anneau selon la proposition de Whittaker et Reddish (1989).

Au final, la valeur du déplacement horizontal en un point P de la surface est la somme vectorielle des déplacements provoqués au point P par chaque surface élémentaire située à l'intersection entre la mine et le cône d'influence (Figure 57-b et Équation 49).

$$\text{Équation 49} \quad \begin{aligned} V_x &= \sum dV_x \\ V_y &= \sum dV_y \end{aligned}$$

Où  $V_x$  et  $V_y$  sont les valeurs du déplacement du point P selon les directions X et Y.

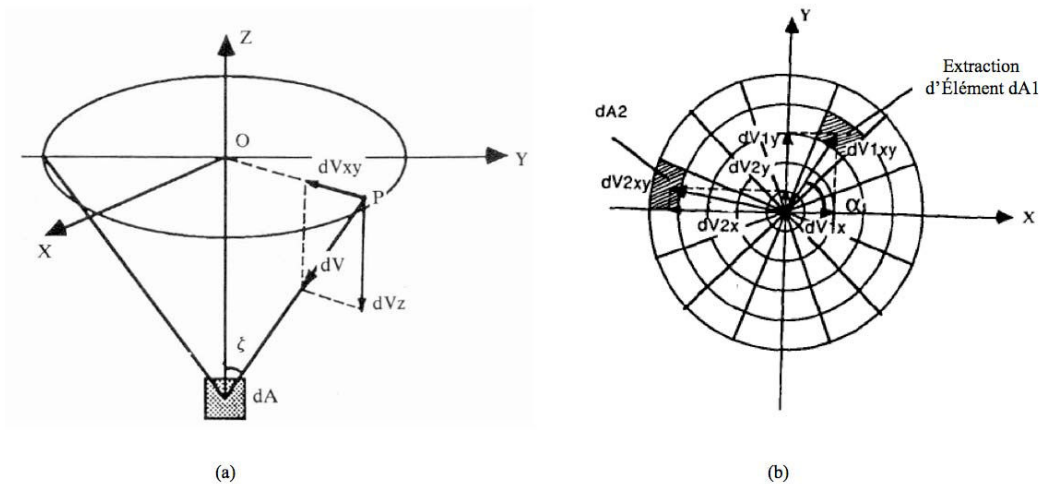


Figure 57. a) hypothèse relative à la direction du déplacement total d'un point de la surface provoqué par une surface élémentaire de mine pour le calcul du déplacement horizontal  $V_{xy}$ , b) illustration du calcul des valeurs de déplacement horizontal dans les directions X et Y.

### 4.3 Implémentation de la méthode dans le logiciel

#### 4.3.1 Algorithme de calcul de l'affaissement en tout point de la surface

L'algorithme de calcul de l'affaissement pour chaque point P de la surface est illustré sur la Figure 58. Les données d'entrée nécessaires sont la profondeur de l'exploitation, l'angle d'influence, les coordonnées du polygone de la mine et le nombre d'anneaux et secteurs pour le calcul des facteurs de pondération. Ensuite, on doit choisir une fonction d'influence pertinente en fonction du contexte géologique, géotechnique et minier. Puis, on calcule les coordonnées des centres de gravité de chaque surface élémentaire définie par le cône d'influence à la profondeur de la mine, par rapport au point P de la surface considérée selon l'Équation 50.

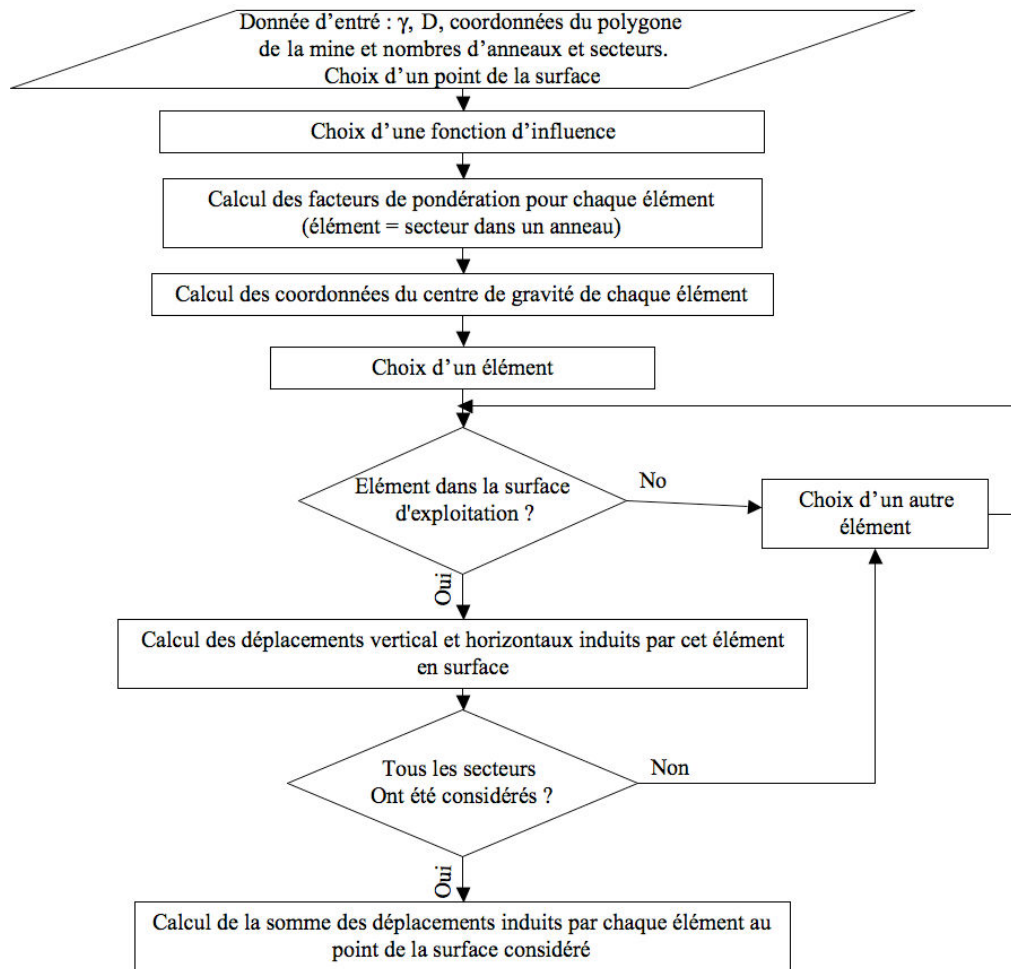
Équation 50

$$X = X_p + r \cdot \cos\alpha$$

$$Y = Y_p + r \cdot \sin\alpha$$

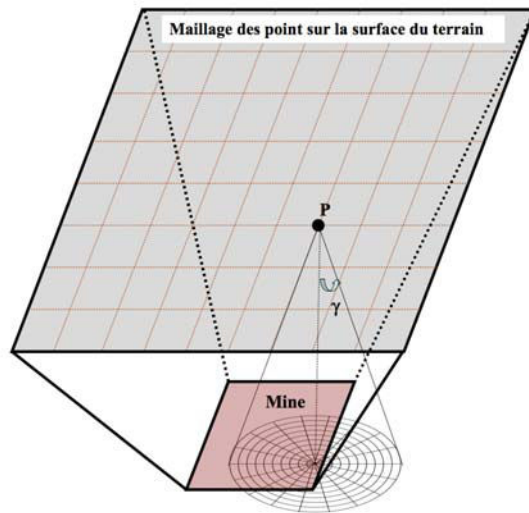
Où  $\alpha$  va augmenter par incréments de  $360^\circ / (\text{nombre de secteurs})$  et  $r$  va augmenter par incréments de  $R / (\text{nombre d'anneaux})$ .

Enfin, avec les coordonnées de ces centres des gravités, on peut distinguer les surfaces élémentaires qui sont situées dans le polygone de la mine et calculer les composantes du déplacement vertical et du déplacement horizontal dans les directions X et Y au point P.



**Figure 58. Algorithme pour le calcul des déplacements provoqués par un affaissement en chaque point de la surface.**

La cuvette d'affaissement est calculée selon un maillage de la surface (Figure 59). Un maillage resserré augmente la précision du calcul, mais augmente le temps de calcul et on doit rechercher une dimension optimale.



**Figure 59. Maillage de la surface et représentation du cône d'influence pour le calcul des déplacements en surface provoqués par un affaissement.**

Nous avons implémenté la méthode des fonctions d'influence dans le logiciel Mathematica. La Figure 60 et la Figure 61 illustrent les résultats obtenus en termes de déplacements verticaux et horizontaux dans le cas simple d'une mine rectangulaire de 50m x 200m située à une profondeur de 120m et caractérisée par un angle d'influence de  $35^\circ$  et un maillage  $10 \times 10$  m en surface. Les résultats obtenus sont cohérents avec les résultats observés et les courbes théoriques des déplacement verticaux et horizontaux (Figure 4, chapitre 1).

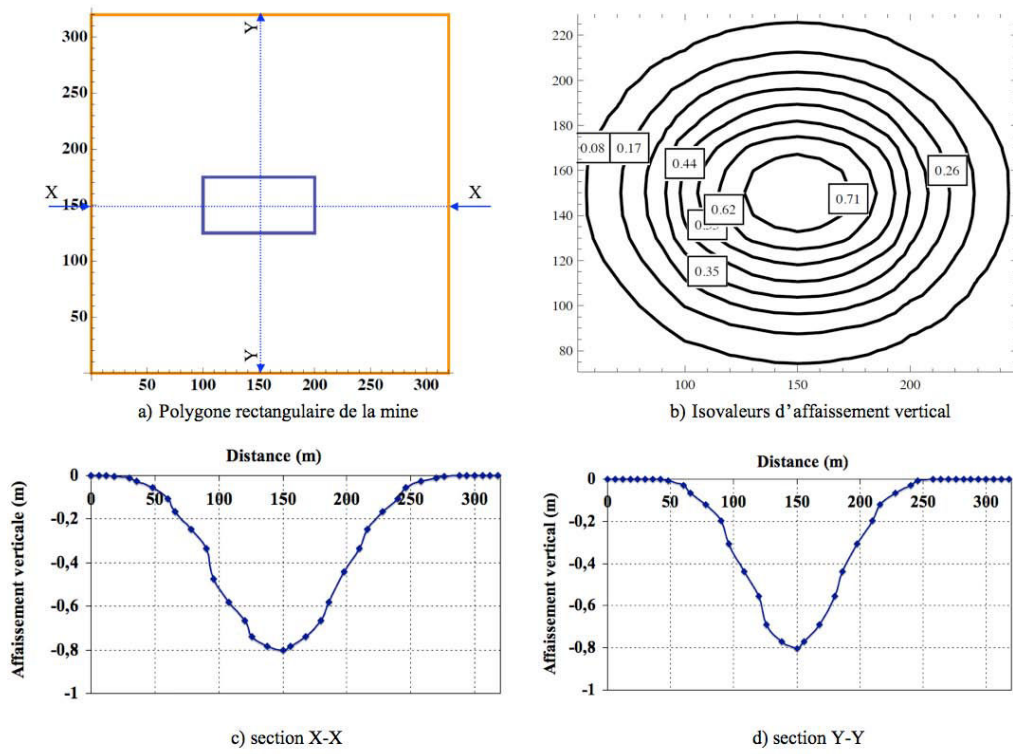
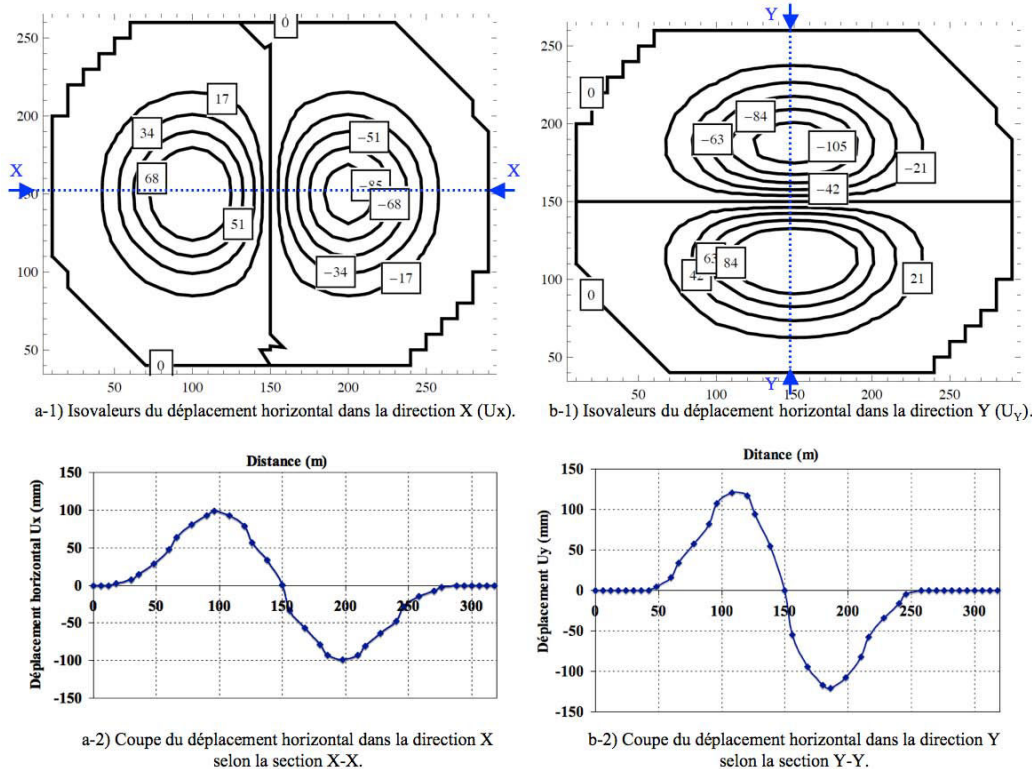


Figure 60. Illustration des résultats obtenus par la méthode des fonctions d'influence pour une mine rectangulaire. Isovaleurs d'affaissement vertical et coupes dans les directions X-X et Y-Y.



**Figure 61. Illustration des résultats obtenus par la méthode des fonctions d'influence pour une mine rectangulaire. Isovaleurs des déplacements horizontaux  $U_x$  et  $U_y$  et coupes dans les directions X-X et Y-Y.**

Mais le paramètre le plus important pour le calcul des dommages dans les bâtiments est la déformation horizontale du terrain. Nous avons amélioré la méthode des fonctions d'influence pour calculer la déformation horizontale en chaque point de la surface en utilisant le tenseur de déformation en élasticité.

#### 4.3.2 Calcul de la déformation horizontale

##### a) Théorie pour le calcul de la déformation horizontale

Nous avons utilisé à la relation classique en petites déformations entre la déformation et les déplacements pour calculer les valeurs de la déformation horizontale (Équation 51).

$$\text{Équation 51} \quad \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$$

On considère trois points proches de la surface pour lesquels on connaît les déplacements horizontaux dans les deux directions X et Y. On suppose une variation linéaire des déplacements sur le triangle défini par ces trois points (Équation 52), qui permet ensuite de calculer les déformations  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  et  $\gamma_{xy}$  ( $\varepsilon_{xy} = \gamma_{xy}/2$ ) au centre gravité du triangle défini par ces trois points (Figure 62 et Équation 53).

Enfin, on utilise l'Équation 54 pour calculer les valeurs des déformations maximales (déformations principales) au centre gravité du triangle.

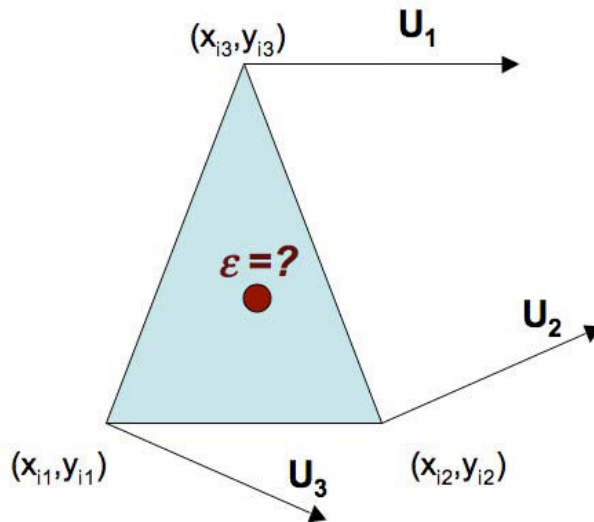


Figure 62. Illustration du calcul de la déformation horizontale au centre de gravité d'un triangle dont on connaît les déplacements horizontaux des sommets.

Équation 52 
$$\begin{bmatrix} Ux_1 \\ Ux_2 \\ Ux_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_1 & y_1 & 1 \\ x_2 & y_2 & 1 \\ x_3 & y_3 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} au \\ bu \\ cu \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \begin{bmatrix} Uy_1 \\ Uy_2 \\ Uy_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_1 & y_1 & 1 \\ x_2 & y_2 & 1 \\ x_3 & y_3 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} av \\ bv \\ cv \end{bmatrix}$$

Équation 53 
$$\varepsilon = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} = au & \gamma_{xy} = \frac{bu + av}{2} \\ \gamma_{xy} = \frac{av + bu}{2} & \varepsilon_{yy} = bv \end{pmatrix}$$

Équation 54 
$$\varepsilon_{Max}^{Max} = \frac{\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy}}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2}$$

### b) Application au simulateur

Si on considère un maillage de la surface du terrain comme sur la Figure 63-a, on peut calculer par la méthode des fonctions d'influence, l'affaissement maximal et les déplacements horizontaux dans les directions X et Y en chaque point du maillage. On considère 4 points adjacents (A, B, C et D sur la Figure 63-a). Pour le calcul de la déformation horizontale, avec la méthodologie expliquée précédemment, on peut calculer le tenseur de déformation au centre de gravité des 4 triangles (ABC, ADC, ABD et BCD, Figure 63-b), dont on considère la moyenne pour calculer la déformation au centre des 4 points (Équation 55). En conséquence, les déformations sont connues en des points répartis sur un maillage décalé par rapport à celui utilisé pour le calcul des déplacements (Figure 63-c).

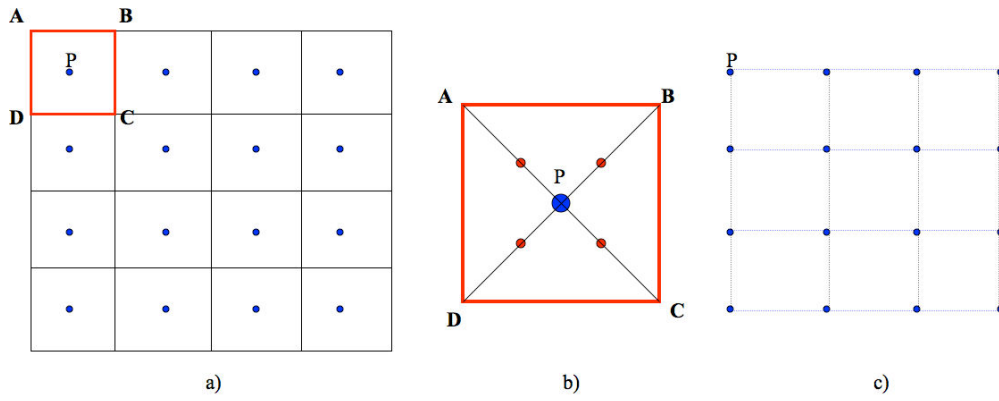


Figure 63. Illustration des points considérés pour le calcul des déformations horizontales et maillage résultant.

$$\varepsilon_x(P) = \frac{\varepsilon_x^{\Delta}(ABC) + \varepsilon_x^{\Delta}(ADC) + \varepsilon_x^{\Delta}(ABD) + \varepsilon_x^{\Delta}(BCD)}{4}$$

Équation 55

$$\varepsilon_y(P) = \frac{\varepsilon_y^{\Delta}(ABC) + \varepsilon_y^{\Delta}(ADC) + \varepsilon_y^{\Delta}(ABD) + \varepsilon_y^{\Delta}(BCD)}{4}$$

$$\gamma_{xy}(P) = \frac{\gamma_{xy}^{\Delta}(ABC) + \gamma_{xy}^{\Delta}(ADC) + \gamma_{xy}^{\Delta}(ABD) + \gamma_{xy}^{\Delta}(BCD)}{4}$$

On utilise alors l'Équation 54 pour calculer la valeur maximale et minimale de la déformation au point P. En répétant cette méthodologie pour tous les points de la surface, on peut calculer les paramètres de déformation horizontale au centre de gravité de chaque élément du maillage initial. On peut alors tracer les isovaleurs de la déformation horizontale en choisissant de représenter la déformation principale la plus élevée en valeur absolue. Par exemple, la Figure 64 illustre les résultats obtenus dans le cas de la mine rectangulaire qui a servi d'exemple sur la Figure 60. Dans cette figure, les valeurs de déformations négatives sont les déformations en compression et les valeurs positives sont les déformations en traction. On voit dans cette figure que les résultats reproduisent de manière satisfaisante les profils observés et théoriques des déformations (Figure 4, chapitre 1).



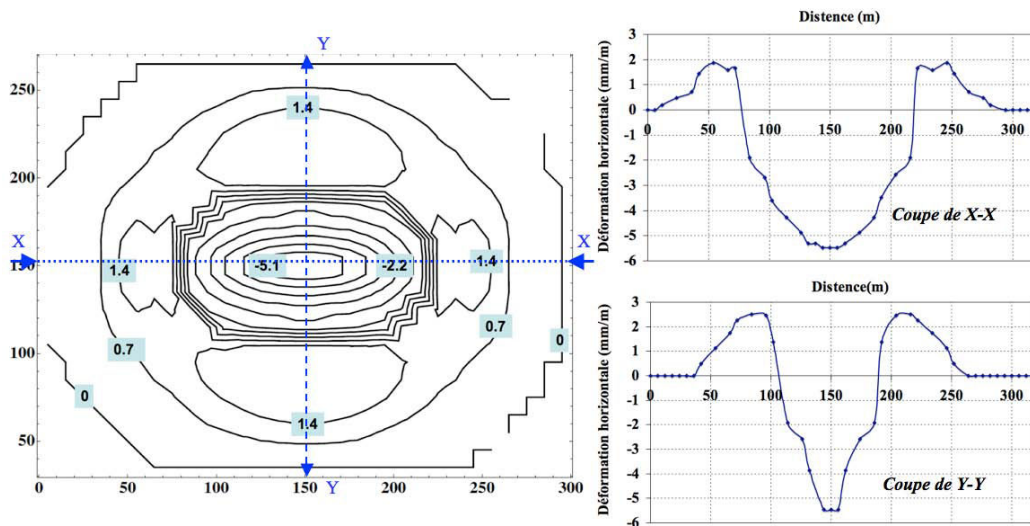


Figure 64. Isovaleurs des déformations principales et coupes selon les axes X-X et Y-Y

En revanche, les valeurs des déformations calculées par cette méthode restent inférieures aux valeurs réelles des déformations observées où la valeur maximale est estimée par la relation empirique  $\varepsilon = K \cdot A_m / H$ . En effet, dans cet exemple la valeur de la déformation calculée par la méthode des fonctions d'influence est de 5,46 mm/m, alors que la valeur maximale de la déformation estimée par la relation empirique est de 17,5 mm/m (avec  $K = 1,5$ ). Pour résoudre ce problème, nous proposons d'utiliser un facteur de pondération afin de multiplier toutes les valeurs de déformation par un coefficient  $K'$  selon l'Équation 56.

Équation 56

$$K' = \frac{\text{déformation maximale horizontale attendue}}{\text{déformation maximale horizontale calculée par la méthode des fonctions d'influence}}$$

La Figure 65 illustre les résultats obtenus après application de ce coefficient.

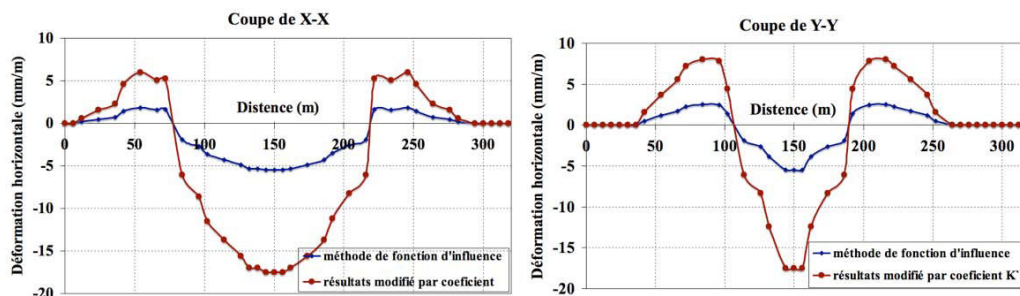


Figure 65. Résultats des déformations maximales calculées après application du facteur de pondération  $K'$ .

#### 4.4 Adaptations de la méthode des fonctions d'influence aux particularités du bassin ferrifère lorrain

La méthode des fonctions d'influence est une méthode efficace pour le calcul et la prévision de différents mouvements induits par un affaissement. Nous l'avons appliquée au bassin ferrifère Lorrain. Le problème est qu'il existe, pour ce bassin minier, plusieurs angles d'influence en fonction de la

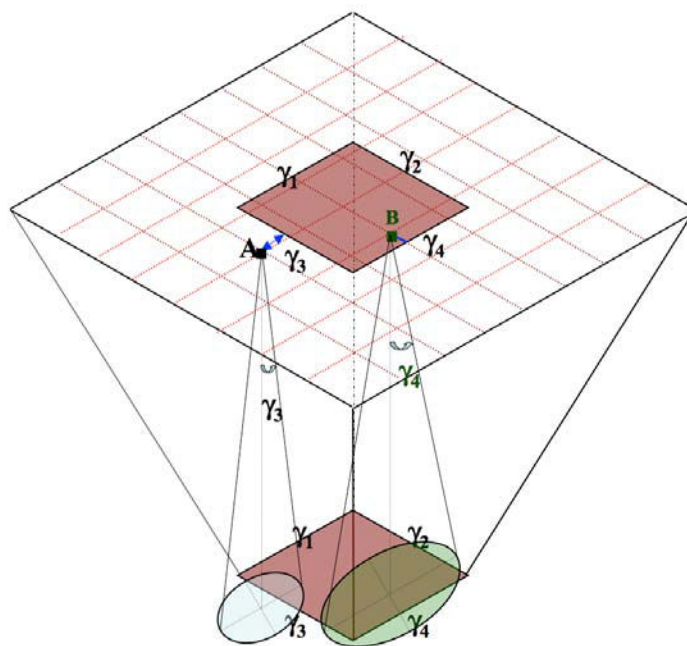
nature des terrains au-delà des bords du polygone de la mine. L'étude dans le bassin ferrifère (Al Heib *et al.* 2003) montre que si le terrain adjacent est vierge (i.e. sans trace d'exploitation) alors l'angle d'influence est d'environ 10 degrés. Si le terrain adjacent a été exploité, l'angle d'influence est supérieur (Tableau 40).

**Tableau 40. Valeurs des angles d'influence dans le bassin ferrifère lorrain en fonction de la nature des terrains adjacents.(Al Heib *et al.* 2003, 2008)**

Nature de terrain adjacents à la mine.	Vierge	Traçage	Dépilage
angle d'influence (°)	0-10	6-29°	23 - 40°

La difficulté est que les méthodes des fonctions d'influence ont été développées pour un angle d'influence identique sur l'ensemble d'un polygone de la mine. En conséquence, le cône d'influence pouvait être tracé avec un angle identique, soit en considérant un point de la surface élémentaire de la mine afin de délimiter l'étendue de la surface impactée, soit en considérant un point de la surface afin d'identifier l'étendue de la mine ayant une influence sur l'affaissement au point considéré.

La première solution envisagée a consisté à se contraindre à l'usage et donc à considérer un cône d'influence dont le sommet passe par le point de la surface étudié. Dans ce cas, on utilise l'angle d'influence du point le plus proche du polygone de la mine afin de tracer le cône d'influence depuis chaque point de la surface. Par exemple si on a un polygone de mine rectangulaire avec quatre angles d'influence différents pour les quatre bords de ce rectangle (Figure 66), on peut voir que le point A de la surface sera caractérisé par un angle d'influence de  $\gamma_3$  parce que ce point est plus proche du bord de polygone caractérisé par ce même angle d'influence  $\gamma_3$ . De même, le point B sera caractérisé par un angle d'influence de  $\gamma_4$ ... L'application de cette méthodologie est illustrée dans le cas d'une mine carrée (Figure 67-a) et rectangulaire (Figure 67-b) avec deux angles d'influence de 20 et 35 degrés.



**Figure 66. Première solution envisagée pour caractériser l'angle d'influence de chaque point de la surface afin de tracer le cône d'influence. On choisit l'angle d'influence du bord du polygone de la mine le plus proche.**

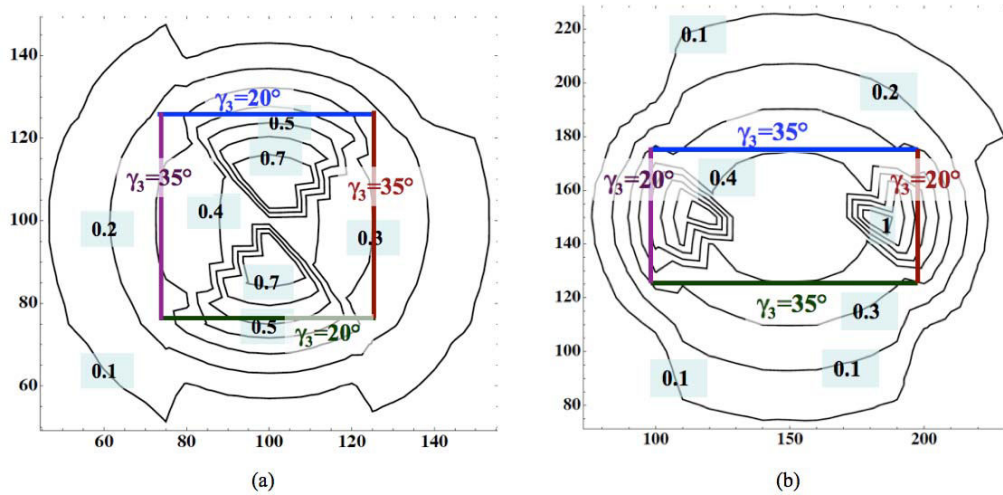


Figure 67. Isovaleurs de l'affaissement vertical dans le cas de différents angles d'influence pour une mine carrée (a) ou rectangulaire (b).

Les résultats d'isovaleurs de l'affaissement présentés sur la Figure 67, n'apparaissent pas réalistes en raison de discontinuités importantes. Ceci s'explique par un effet de seuil mis en évidence sur la Figure 68, où l'on remarque que pour deux points très proches P et Q l'angle d'influence considéré peut être différent (20 et 35 degrés), ce qui n'est pas réaliste. Par ailleurs, le point R illustre le cas de points indéterminés lorsqu'ils sont situés à équidistance entre deux bords du polygone de la mine.

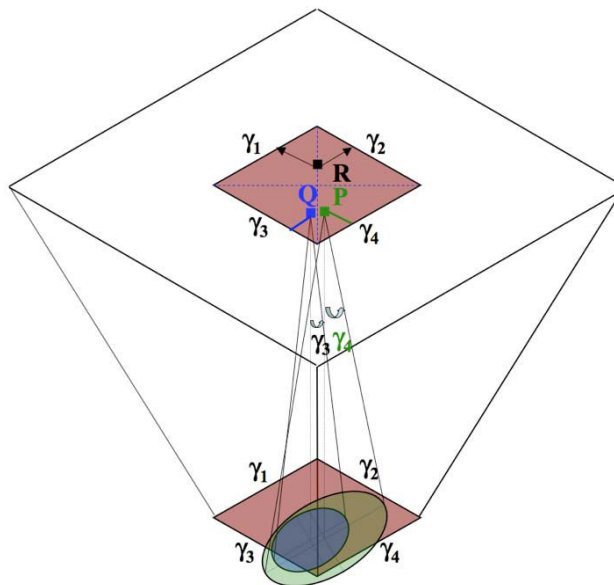
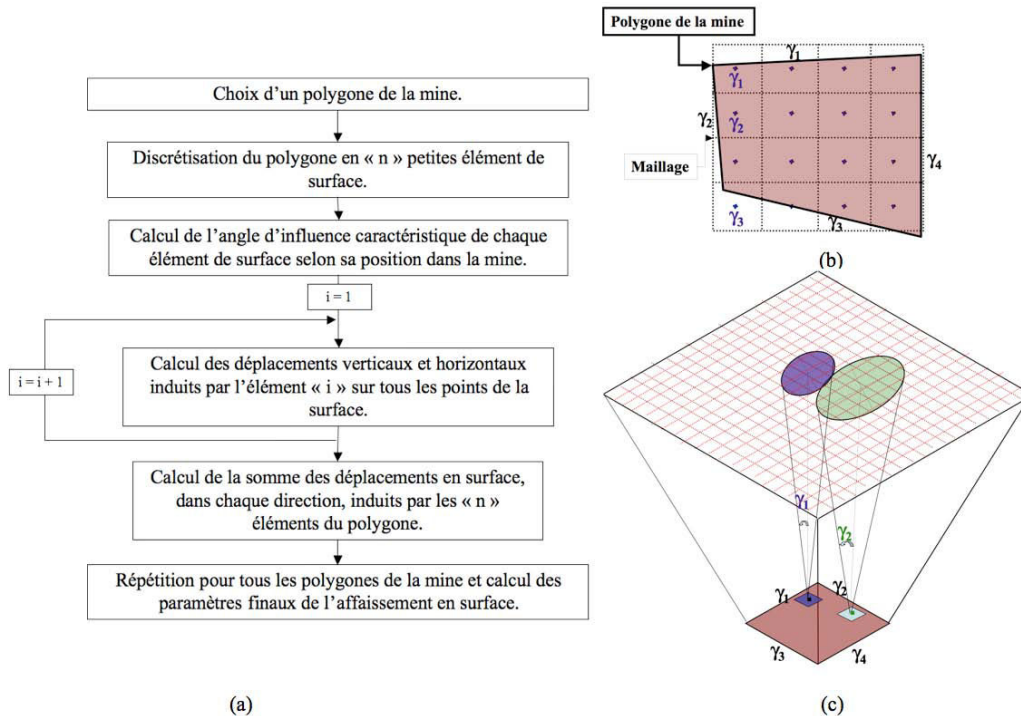


Figure 68. Identification des problèmes liés au choix d'un angle d'influence par la méthodologie du bord le plus proche.

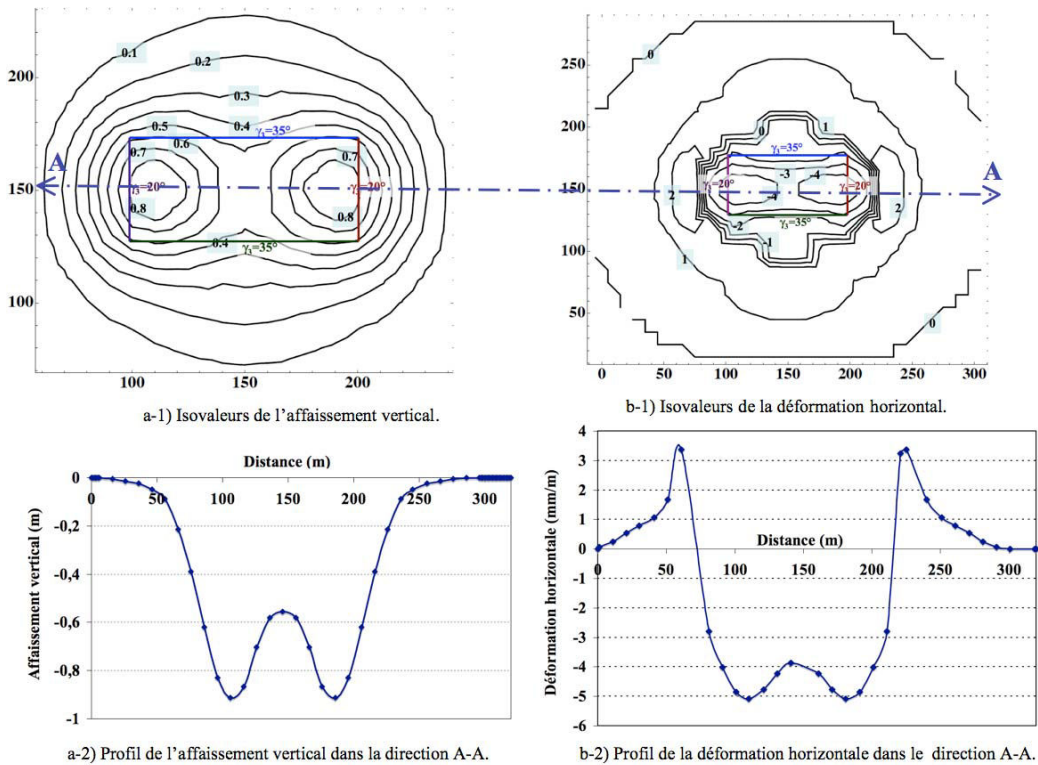
La seconde solution qui a été retenue consiste à repartir de la définition originale des fonctions d'influence afin de discrétiser la mine en un grand nombre de surfaces élémentaires auxquelles sont affectés des angles d'influence différents. Dans ce cas, le sommet des cônes d'influence est situé au niveau de la mine. L'algorithme de cette méthodologie est synthétisé sur la Figure 69-a.

Dans cette méthodologie, on discrétise le polygone de la mine en un grand nombre de surfaces élémentaires (Figure 69-b). On considère alors que chaque surface élémentaire est comme un petit polygone de mine avec un l'angle d'influence constant pour lequel il est possible d'appliquer la méthode des fonctions d'influence. On attribue donc une valeur de l'angle d'influence à chaque surface élémentaire de la mine, en fonction du bord le plus proche, ce qui permet de calculer les déplacements induits sur tous les points de la surface.



**Figure 69. Détail de la seconde solution permettant de prendre en compte des mines avec des angles d'influence différents a) algorithme de la méthode, b) définition de l'angle d'influence de chaque élément de polygone de mine, c) effet de chaque polygone de la mine sur la surface.**

Avec cette méthodologie, nous avons calculé les déplacements induits par la mine rectangulaire traitées sur la Figure 67-b (Figure 70). Les résultats apparaissent réalistes car ils ne montrent pas de discontinuité. On observe que l'affaissement vertical est maximum dans deux régions proches des bords caractérisés par de faibles valeurs de l'angle d'influence.



**Figure 70. Résultats d'affaissement et de déformation horizontale, obtenus en considérant des cônes d'influence dont les sommets sont situés au niveau de la mine, pour une mine caractérisée par des angles d'influence différents.**

#### 4.5 Application et justification de la méthode dans le bassin ferrifère lorrain

Pour justifier la méthode adoptée, nous avons choisi l'affaissement de Roncourt dans le bassin ferrifère lorrain. On peut voir les résultats de l'affaissement vertical observé et une coupe de ce paramètre dans la direction A-B sur la Figure 71-a. Le polygone de la mine effondrée (zone effondrée d'après plusieurs mesures et analyses réalisées par l'INERIS, Abbass Fayad 2000) avec des valeurs différentes de l'angle d'influence est illustré sur la Figure 71-b. Les caractéristiques sont précisées dans le Tableau 41. Dans ce tableau, les points  $P_i$  sont les coordonnées des polygones, O est l'ouverture de la mine,  $\tau$  est le taux de défrètement et H est la profondeur de la mine. Les résultats de l'affaissement calculé sont présentés sur la Figure 71-c. La comparaison des résultats obtenus avec les mesures effectuées (Figure 71-d) est satisfaisante au regard des incertitudes. La méthode est donc retenue.

**Tableau 41. Caractéristiques des polygones de la mine à Roncourt (Abbass Fayad 2000).**

	$P_1$ [m]	$P_2$ [m]	$P_3$ [m]	$P_4$ [m]	O [m]	$\tau$	H [m]
Poly 1	(434,406)	(495,601)	(327,538)	(289,418)	2,5	0,53	140
Poly 2	(557,537)	(572,627)	(497,607)	(468,515)	2,5	0,53	140

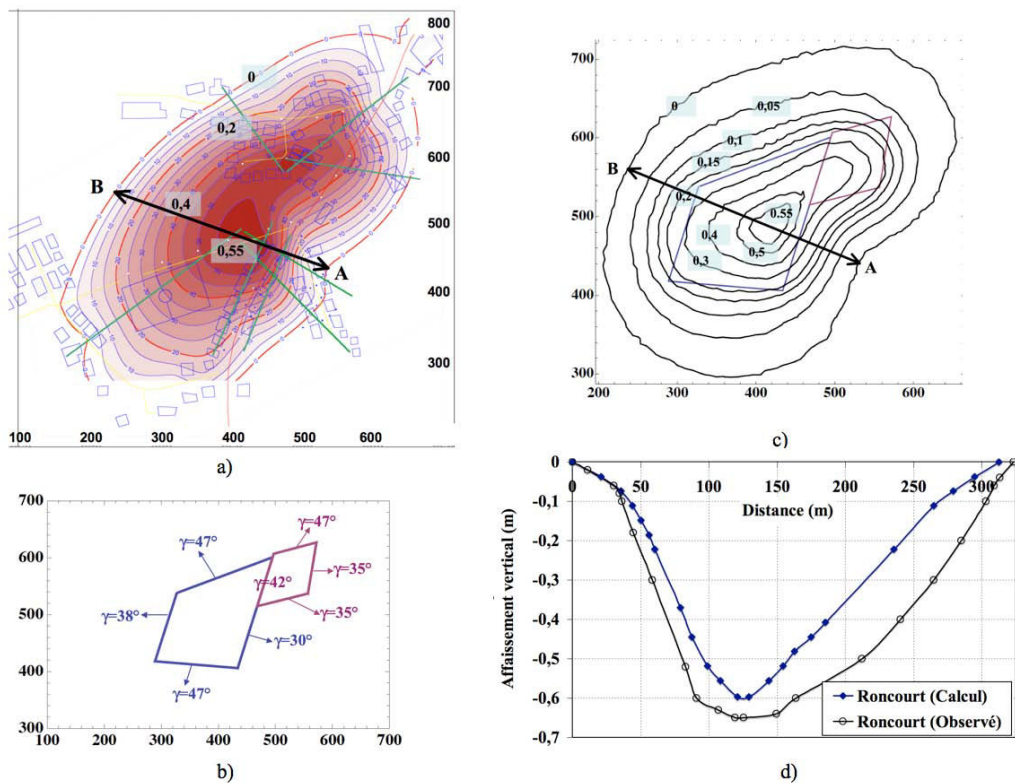


Figure 71. Comparaison des résultats observés sur le site de Roncourt avec la prévision effectuée par la méthode des fonctions d'influence.

#### 4.6 Conclusion

La méthode des fonctions d'influence est une méthode efficace pour la prévision des affaissements miniers. On a implémenté cette méthode dans le logiciel Mathematica afin de calculer les caractéristiques d'un affaissement en chaque point de la surface, provoqué par une mine de forme quelconque.

On a développé un outil pour le calcul de la déformation horizontale du terrain à partir des résultats des déplacements horizontaux. Les résultats de déformation obtenus montrent que les valeurs estimées sont très certainement inférieures aux valeurs réelles. Il est donc nécessaire de pondérer les résultats obtenus par un coefficient multiplicateur calculé au moyen de relations empiriques. Une recherche plus approfondie pourrait permettre d'optimiser le choix des fonctions d'influence afin de réduire l'écart entre déformations estimées et déformations attendues. Le cas échéant, l'utilisation d'un coefficient multiplicateur nécessite d'être davantage étudié pour une meilleure validation.

La particularité du bassin ferrifère lorrain, caractérisé par des angles d'influences différents selon la nature des terrains adjacents à l'exploitation a été traitée en considérant des cônes d'influence dont le sommet est situé au niveau de la mine alors que l'usage est de considérer des cônes dont le sommet est à la surface. La méthode a été testée et comparée au cas historique de Roncourt. Les résultats obtenus sont apparus satisfaisants pour valider l'emploi de cette méthode dans le simulateur de dommages.

## **5 CHAPITRE 5. DEVELOPPEMENT D'UN SIMULATEUR DE DOMMAGES POUR UNE APPROCHE PROBABILISTE DE L'EVALUATION DES DOMMAGES**

### **5.1 Introduction**

L'objectif final de cette thèse est de développer un outil de simulation (Figure 72) qui permette d'évaluer la vulnérabilité des ouvrages en zone d'affaissement minier et de développer une approche probabiliste de l'évaluation des dommages. Pour cela on a combiné un modèle de prévision des affaissements (cf. chapitre 4), des fonctions de vulnérabilités empiriques ou analytiques (cf. chapitres 2 et 3) et une base de données des bâtiments présents dans une zone d'aléa minier (ville de Joeuf). Un module de calcul développé avec le logiciel Mathematica (Wolfram 2008) permet d'aboutir aux résultats suivants :

- Prévision de l'aléa minier dans la ville, par l'intermédiaire des isovaleurs d'affaissement et de déformation horizontale pour chaque scénario d'affaissement.
- Cartographies des dommages dans la ville pour chaque scénario d'affaissement.
- Résultats d'une approche probabiliste des dommages caractérisée par le calcul et la représentation de :
  - La moyenne des dommages pour l'ensemble des scénarios d'affaissement ;
  - L'écart type des dommages pour l'ensemble des scénarios d'affaissement ;
  - L'étude de sensibilité sur différents paramètres ;
  - La probabilité de dommages de chaque bâti.

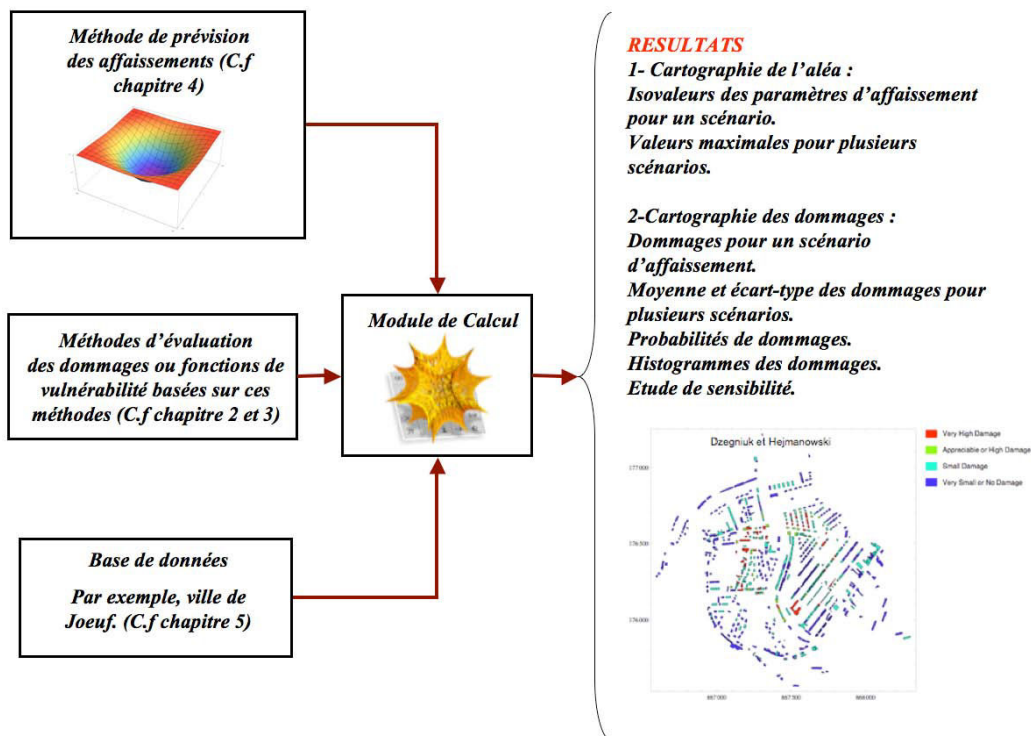


Figure 72. Schéma du simulateur de dommages.

Pour le développement du simulateur de dommages, nous avons sélectionné un site pilote caractérisé par un fort aléa minier qui concerne un grand nombre de bâtiments. Nous avons choisi la ville de Joeuf, située en Meurthe et Moselle, qui possède en outre un large panel de bâtiments de types différents et dont le soutien du conseil municipal nous a permis de rassembler l'ensemble des données nécessaires. Par ailleurs, cette ville est propice à cette étude du fait qu'elle a déjà fait l'objet d'études portant sur la vulnérabilité (Abdallah 2009, CSTB).

Dans les chapitres suivants, nous présentons successivement la ville de Joeuf, l'aléa minier qui la concerne, la typologie du bâti retenue avec les fonctions de vulnérabilité associées, puis les résultats du simulateur et l'approche probabiliste qui a été développée.

**AVERTISSEMENT** : il est important de signaler, que malgré des efforts importants pour aboutir à des prédictions réalistes, un certain nombre d'hypothèses n'ont pas été validées par la ville de Joeuf, les services de la DRIRE ou Géodéris. L'objectif étant de développer une approche probabiliste, la validation de certaines hypothèses n'a pas été un objectif pour ce travail. En conséquence, les résultats présentés ne peuvent pas être utilisés à d'autres fins qu'une illustration de l'approche développée. Ils ne constituent pas une estimation validée des dommages probables de la ville de Joeuf.



## 5.2 Présentation de Joef

### 5.2.1 Introduction

La ville de Joef (Figure 73) se situe dans le bassin ferrifère Lorraine. Elle compte plus de 1500 bâtiments et plus de 7000 habitants. Les mines de fer ont été exploitées sous la superficie entière de la ville, sur 3 couches, selon la méthode des chambres et piliers. Ces exploitations sont à l'origine d'un aléa important avec des mouvements attendus de l'ordre de 2 m pour l'affaissement vertical maximal et 60 mm/m pour la déformation maximale (DRIRE 2007).

Une majorité des bâtiments de cette ville (environ les 3/4) sont des ouvrages en maçonneries (moellons et mortier de chaux) sans chaînage, de 2 - 3 étages, construits entre les années 1870 et 1930. Ils sont situés dans des cités ouvrières présentant une typologie très homogène des constructions. Le quatrième quart est essentiellement constitué d'ouvrages plus récents et plus hétérogènes, construits en moellons ou blocs béton et pouvant disposer de chaînages. (Saeidi *et al.* 2008).



Figure 73. Vue aérienne de la ville de Joef. Au premier plan à droite, le centre historique. Au second plan, les maisons alignées de la rue de Goprez et au troisième plan, le quartier de Genibois.

### 5.2.2 Présentation de l'aléa minier sur la ville de Joef

Dans le sous-sol de Joef, quatre couches ferrifères ont été exploitées (Figure 74) : la couche Brune (la plus profonde), la couche Grise, et les couches S2 et S3 (les moins profondes).

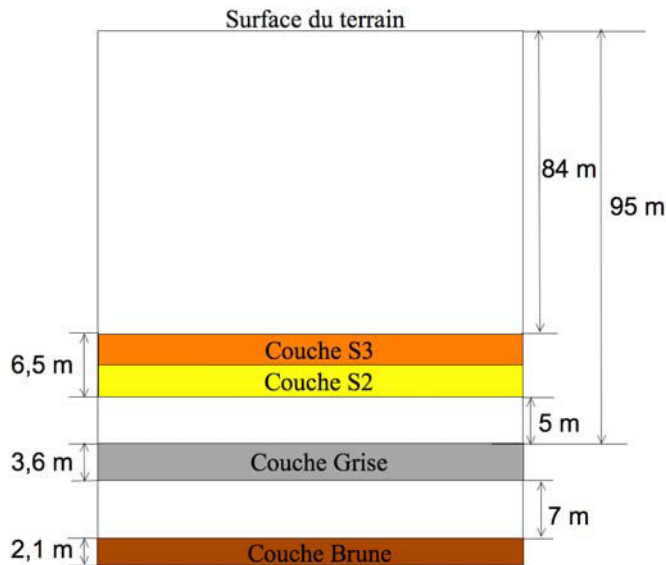


Figure 74. Section verticale type des couches des mines à Joef.

La couche brune a été exploitée sur une ouverture de 2,1m. Elle a été très peu défruitée (21 %) et est séparée de la couche grise par un intercalaire épais de 7 m. En conséquence, la couche brune est considérée stable ce qui conduit à l'écarter de l'analyse de l'aléa.

La couche grise a été exploitée sur une ouverture de 3,6m et un taux de 35% (Figure 75). Les couches S2 et S3 ont été exploitées en complexe (i.e. sans intercalaire entre les deux), ce qui donne une grande ouverture de 6,5 m pour les chantiers. Néanmoins, il existe un plan de la couche S2 (Figure 76) et un plan de la couche S3 (Figure 77) qui diffèrent légèrement. Le taux de défruitement est de l'ordre de 45%. L'intercalaire entre S2-S3 et la grise est de 5 m, ce qui nous a amené à les traiter en bicouche dans l'analyse de l'aléa. Tous ces travaux se situent à une profondeur minimale de 44 m et une maximale d'environ 163 m en raison de l'effet cumulé du pendage des couches (plus profondes vers l'Ouest et de la topographie très marquée (Al Heib 2002, Geoderis 2009). L'essentiel des bâtiments de la commune sont situés dans la vallée de l'Orne, où la profondeur des travaux est globalement la plus faible. Dans la suite, nous avons considéré une profondeur constante des couches. La profondeur moyenne calculée est de 95 m pour la couche grise et 84 m pour le complexe S2-S3 (Figure 74).

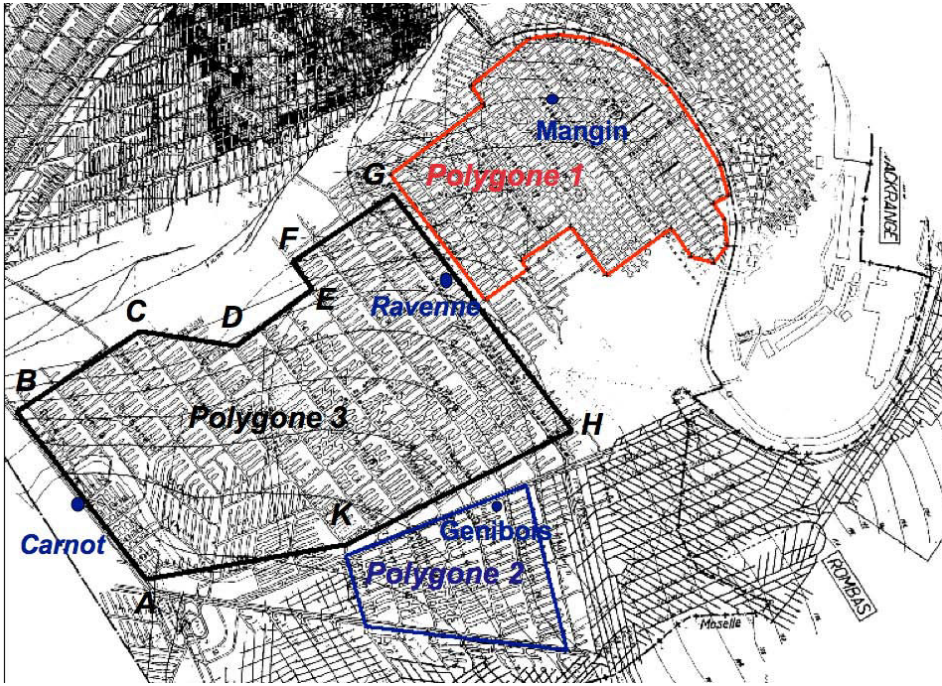


Figure 75. La couche grise et les trois scénarios d'affaissement considérés.

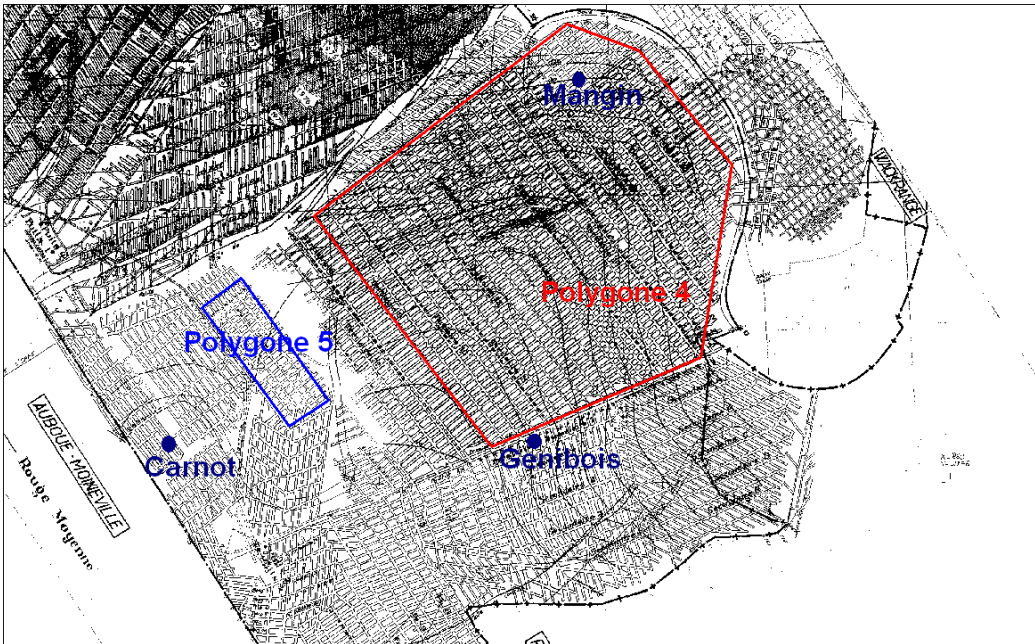


Figure 76. La couche S2 et les deux scénarios d'affaissement considérés.

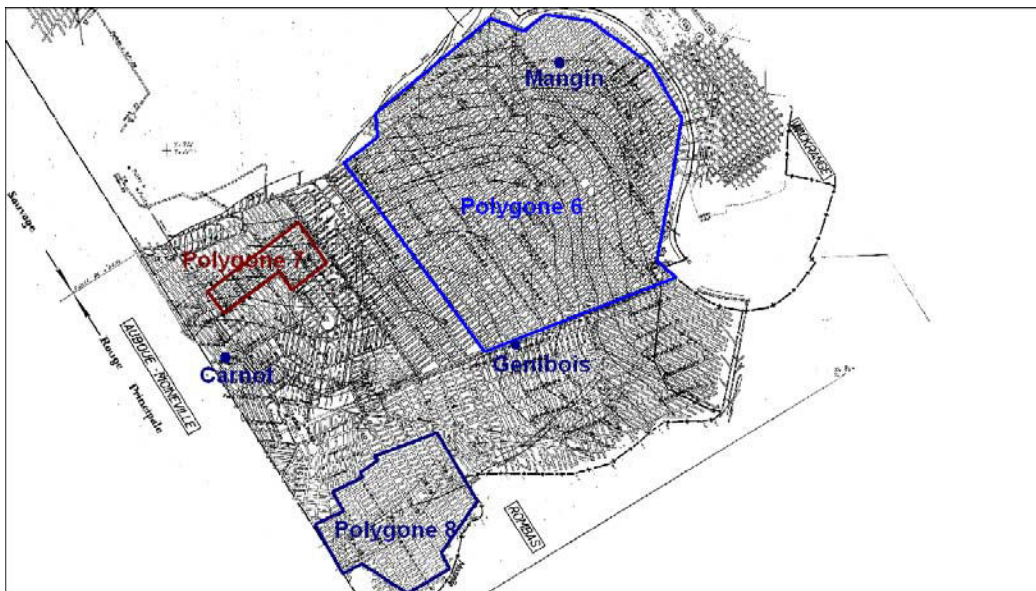


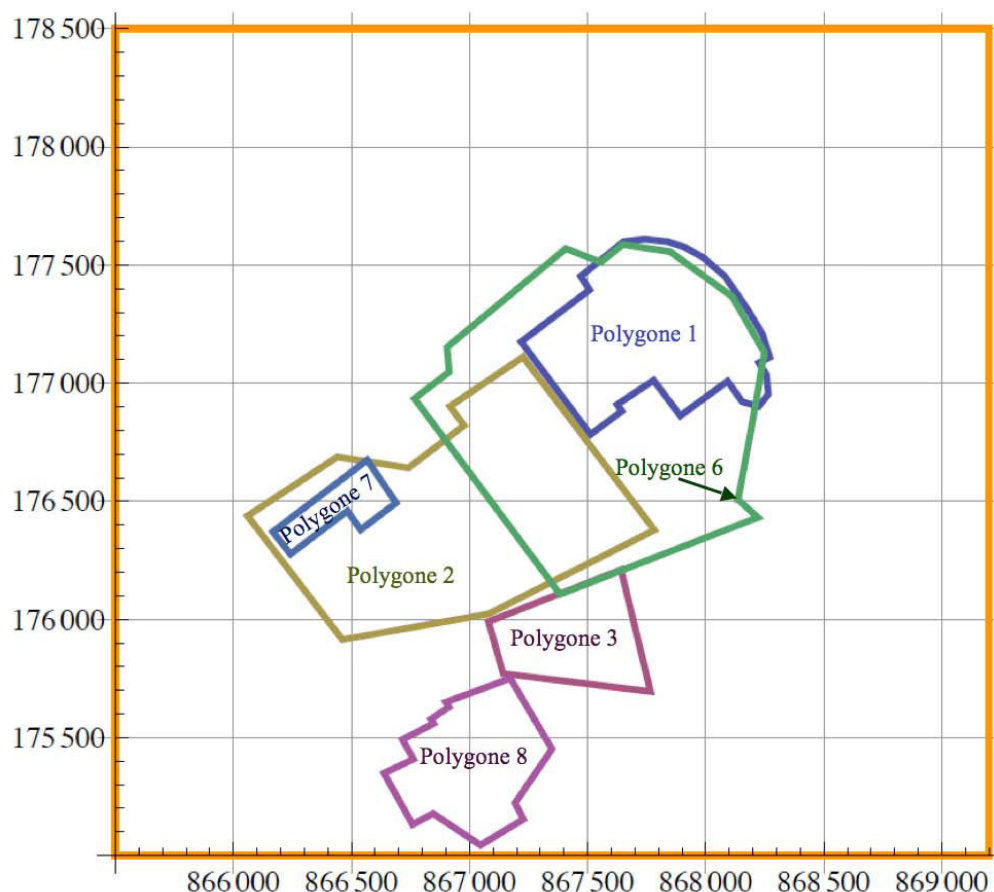
Figure 77. La couche S3 et les trois scénarios d'affaissement considérés.

Pour modéliser un scénario d'affaissement minier et calculer ses caractéristiques en surface, il est nécessaire de déterminer les coordonnées du/des polygone(s) de chaque mine susceptible de s'effondrer, les angles d'influence et la profondeur (cf. chapitre 4).

Pour délimiter les différents polygones de mine qui peuvent provoquer un affaissement à la surface, nous avons recherché les zones caractérisées par des taux de défrètement localement plus élevés et/ou des petits piliers et/ou des piliers de forme hétérogènes, bordées par des zones jugées plus robustes. Le principe retenu est de considérer qu'un affaissement commencera par l'effondrement d'un quartier moins robuste et qu'il se poursuivra jusqu'à la limite d'un quartier plus robuste ou des terrains vierges. Le logiciel MapInfo a alors permis de définir les coordonnées exactes des polygones.

Par exemple, sur la Figure 75, le polygone 2 est bordé par des terrains vierges sur les contours AB, BC, CD, DE, EF et par des zones tracées caractérisées localement par des piliers plus gros sur les contours FG, GH, HK, KA. Au final, pour les 3 couches, nous avons distingué huit polygones.

Dans la mesure où les couches S2 et S3 ont été exploitées en complexe, mais qu'il existe un plan un peu différent pour chaque couche, nous avons choisi de ne considérer que les polygones de la couche S3 qui apparaît plus critique pour définir différents scénarios possibles d'affaissement. En conséquence, on a considéré 6 polygones (polygones 1, 2, 3, 6, 7 et 8) qui sont représentés sur la Figure 78.



**Figure 78. Superposition des 6 polygones des couches grises et S2-S3 retenus pour la définition des scénarios d'affaissement.**

A partir des 6 polygones ainsi retenus, il est possible de considérer plusieurs scénarios d'affaissements. On peut considérer que chaque polygone s'effondre sans interagir avec les autres (6 scénarios). On peut également considérer que l'effondrement du polygone 1 provoquera également celui du polygone 2 dans le cas d'un effondrement en chaîne... De nombreux scénarios pourraient être identifiés et discutés. Compte tenu de l'objectif de cette partie - le développement d'une approche probabiliste – nous n'avons pas souhaité approfondir la validation de ces scénarios. Au final, nous avons considéré 9 scénarios d'affaissement à partir des polygones définis sur les couches grise et S2-S3 (Tableau 42).

**Tableau 42. Détail des scénarios d'affaissement considérés (les chiffres correspondent au numéro des polygones).**

	cénario 1	cénario 2	cénario 3	Scénario 4	Scénario 5	Scénario 6	cénario 7	cénario 8	cénario 9
Numéro de polygone							1		

L'affaissement maximal dépend de la largeur de la mine, lorsque l'aire est sous-critique. Dans le cas de Joeuf, compte tenu des faibles angles d'influences observés dans le bassin ferrifère, de la faible profondeur de l'exploitation et de la dimension des polygones (plus que 150 m), on considère que tous les scénarios d'affaissement sont critiques. Dans ce cas, on utilise à l'Équation 57 pour calculer l'affaissement maximal (Al Heib 2003).

Équation 57  $S_{\max} = 0,5 * \tau * O$

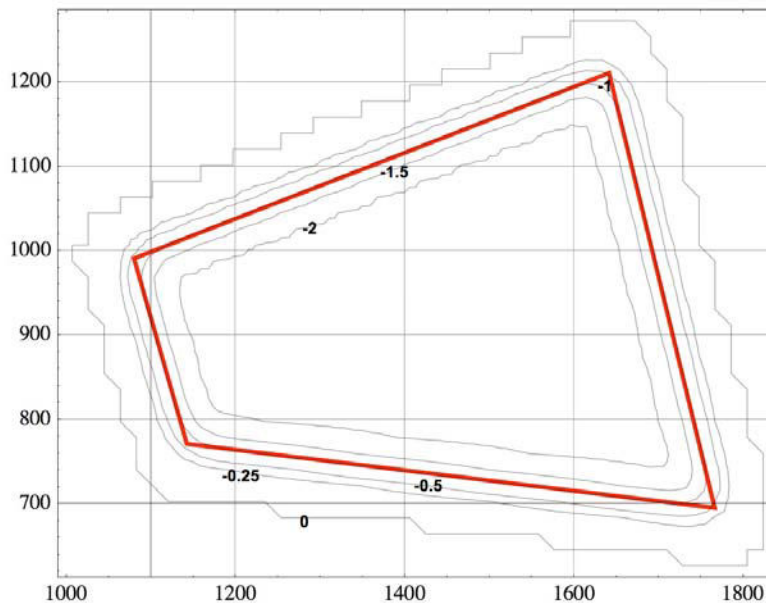
Dans cette équation  $S_{\max}$  est l'affaissement maximum provoqué par l'effondrement d'un polygone de mine,  $\tau$  est le taux de défrètement et  $O$  est l'ouverture de la mine. Ces valeurs pour les couches S2-S3 et grise sont présentées dans le Tableau 43.

**Tableau 43. Caractéristiques des deux couches retenues pour l'évaluation de l'aléa sous la ville de Joeuf .**

Couche	Profondeur	Taux de défrètement ( $\tau$ )	Ouverture de la couche (O m)	$S_{\max}$ (m)
Gris	95	35%	3,6	0,63
S2-S3	84	45%	6,5	1,46

Nous avons considéré une interaction entre les couches, au sens où l'effondrement d'un polygone de la couche Grise provoque nécessairement l'effondrement de la couche S2-S3 sus-jacente. En conséquence, l'effondrement de la couche Grise provoque un affaissement cumulé de  $0,63 + 1,46 = 2,09$  m (Tableau 43).

Les 9 scénarios sont considérés pour faire une évaluation probabiliste des dommages sur la ville de Joeuf (partie 5.3.2). Pour chaque scénario, il est possible de tracer les isovaleurs des déplacements verticaux et de la déformation horizontale du terrain (chapitre 4). La Figure 79 et la Figure 80 illustrent les résultats obtenus en cas d'effondrement du polygone 3 de la couche grise. La Figure 79 montre les résultats des isovaleurs d'affaissement vertical et la Figure 80 montre les isovaleurs des déformations horizontales du terrain et deux profils dans la direction A-B et C-D.



**Figure 79. Isovaleurs d'affaissement vertical provoqué par un scénario d'affaissement impliquant l'effondrement de polygone 3 de la couche grise (coordonnées locales, le point (0,0) correspond aux coordonnées globales (866000,175000)).**

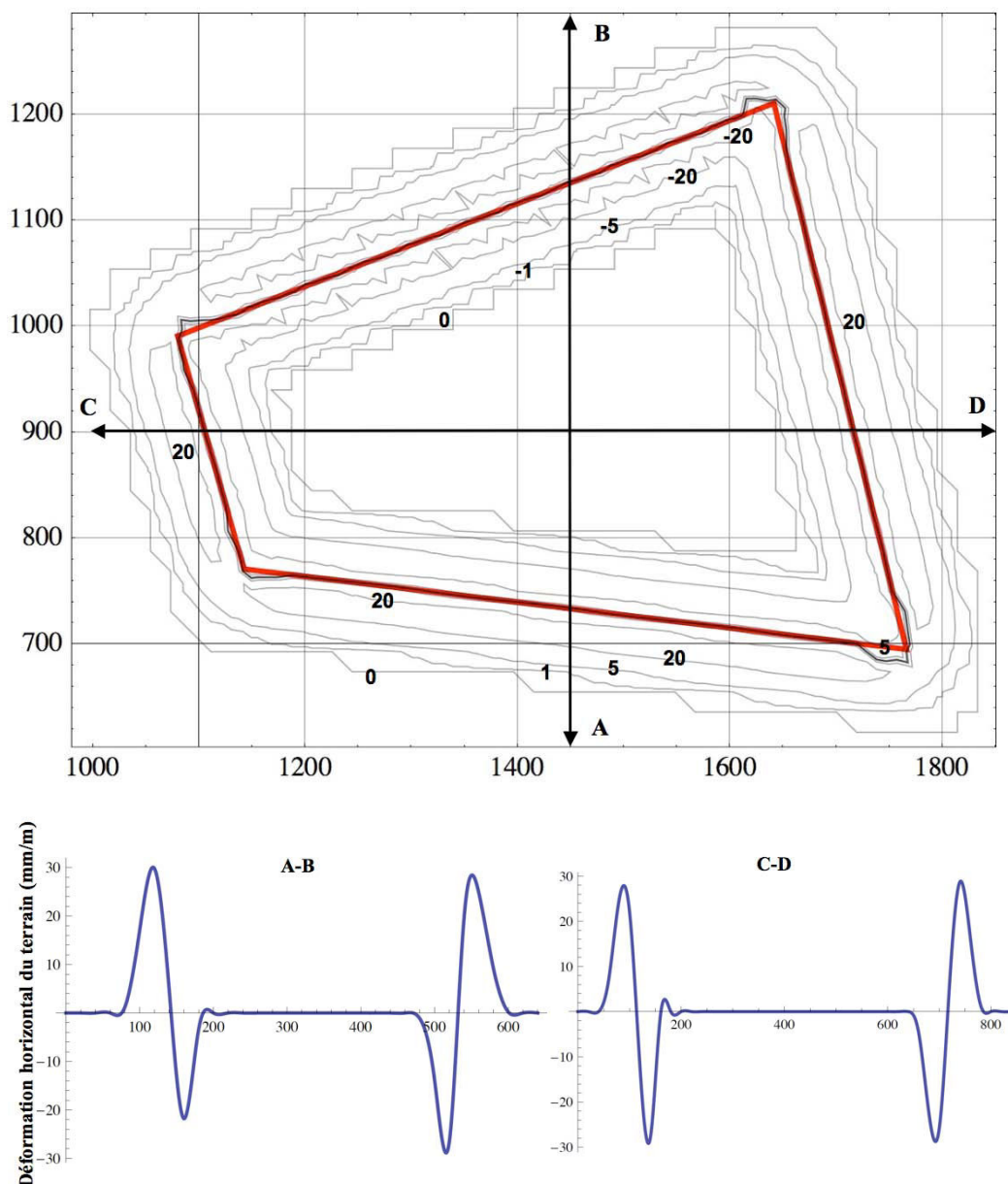


Figure 80. Isovaleurs de déformation horizontale et profils de la déformation provoqués par un scénario d'affaissement impliquant l'effondrement de polygone 3 de la couche grise( coordonnées locales, le point (0,0) correspond aux coordonnées globales (866000,175000)).

### 5.2.3 Typologie des bâtiments de la vile de Joeuf

Pour évaluer les dommages associés à chaque scénario considéré, il est nécessaire de définir la typologie des bâtiments de la ville de Joeuf afin de leur associer des fonctions de vulnérabilité représentatives.

La ville de Joeuf est caractérisée par un ensemble de cités ouvrières constituant des quartiers de bâtiments identiques et construits à la même époque. Un premier travail de terrain, en collaboration

avec l'association C.P.H.J. (Cercle pour la Promotion de l'Histoire de Joëuf) a permis d'identifier les différents quartiers homogènes et de connaître la période de construction d'environ 80% des bâtiments de la ville (Figure 81).



**Figure 81. Carte de la ville de Joëuf avec zonage relatif à l'époque de construction des bâtiments.**

Un second travail de terrain a consisté à visiter un bâtiment représentatif de chaque quartier afin de préciser ses caractéristiques géométriques (hauteur et longueur) et structurelles (type de fondations, nature des planchers, présence de sous-sol, système de renforcement...). Par exemple la Figure 83 présente la synthèse de la visite effectuée pour les bâtiments en maçonnerie de la zone 1 (bâtiment situé au n° 25 de la rue Sainte Pauline). D'autres résultats de visites pour les bâtiments des zones 3, 4, 5, 6, 7, 10 et 11 sont montrés dans l'annexe 3.



Ces informations ont permis de préciser le zonage de la typologie des bâtiments (Figure 82). Un travail complémentaire reste nécessaire pour préciser la typologie des bâtiments situés dans les zones 2, 8, 9, 12,13,14,15. Les caractéristiques globales des bâtiments sont présentées dans le Tableau 44.

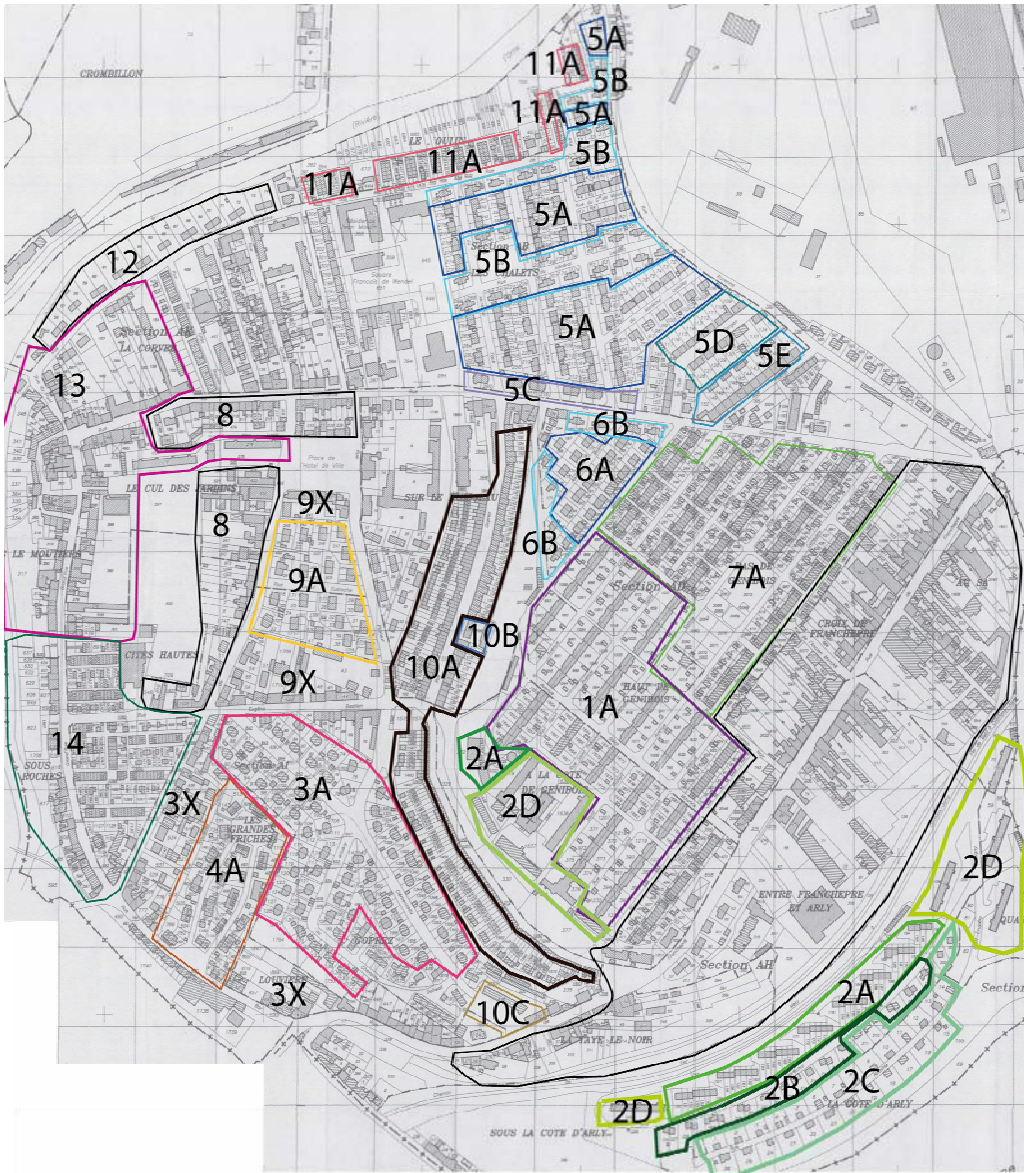


Figure 82. Carte de la ville de Joef avec zonage consolidé sur la base des époques de construction et des visites sur le terrain.

**Tableau 44. Caractéristiques générales des bâtiments de la ville de Joeuf, selon le zonage de la Figure 82 et Figure 83.**

Zones	Commentaires
Zone 1	Cet ensemble de bâtiments, connu sous le nom de cité de Genibois, a été construit par l'exploitant minier De Wendel. La zone est caractérisée par une alternance de corps de bâtiment principaux à un étage et de corps secondaires sans étage. Des garages ont été construits à l'avant de quelques parcelles. Ces bâtiments en maçonnerie non renforcée et ont été construits dans les années 1900-1902.
Zone 2	Quartier de la cote d'Arly. Bâtiments probablement en maçonnerie renforcée, construits dans les années 1959-1968. Dans la zone de 2A il existe au moins 3 bâtiments accolés. La zone 2D est constituée de longs bâtiments en béton armé.
Zone 3	Bâtiments en maçonnerie non renforcée, construits dans les années 1930-1938 avec une longueur de l'ordre de 15 à 30 m.
Zone 4	Bâtiments en maçonnerie non renforcée construits dans les années 1927-1929, avec une longueur de l'ordre de 15 à 30 m.
Zone 5 et 6	Bâtiments en maçonnerie non renforcée construits dans les années 1920-1926 avec un étage et d'une longueur de l'ordre de 15 à 30 m. Dans cette zone, on trouve toujours deux bâtiment accolés. L'étude approfondie dans ces zones permet de distinguer plusieurs types en raison de différences dans la forme et la longueur des bâtiments (5A ,6A ,5B ,6B et 5E).
Zone 7	Quartier Bas de Genibois avec des bâtiments en maçonnerie non renforcée construits dans les années en année de construction 1900-1902.
Zone 8	Quartier allongé sur la rue de Franchepré. La majorité des constructions sont le fruit d'initiatives individuelles conduisant à une extrême hétérogénéité de forme et de structure.
Zone 9 et 12	Bâtiments supposés être en maçonnerie renforcée compte tenu de leur époque de construction (1950 – 1960).
Zone 10	Quartier allongé sur la rue de Goprez. Bâtiments en maçonnerie non renforcés accolés sur de grandes distances. La pente du terrain conduit à l'existence de décallages de hauteurs.
Zone 11	Bâtiments en maçonnerie renforcée d'une longueur d'environ 20 m et datant des années 1981 – 1986.
Zone 13	Centre historique de la ville constituée d'ouvrages en maçonnerie non renforcée de formes très diverses.
Zones 14 et 15	Zones assez hétérogènes à très hétérogènes.



Figure 83. Exemple de synthèse d'une visite de terrain pour les bâtiments de la zone 1.

Dans ce chapitre, nous avons choisi de présenter l'exploitation du simulateur de dommage et le développement d'une approche probabiliste par l'intermédiaire de fonctions de vulnérabilités basées sur les méthodes empiriques. En conséquence, la typologie des bâtiments de la ville de Joeuf est basée sur les critères détaillés exposés dans le chapitre 2.

Les typologies retenues sont montrées dans le Tableau 45. Le détail de cette détermination est décrit dans l'annexe 3. Par exemple les bâtiments de la zone 1 (Figure 82 et Figure 83) sont classés dans le type URHCSLG (bâtiments en maçonnerie non renforcée (UR), d'une longueur comprise entre 20 et 30 m (H), possédant une cave sans dalle, un plancher du RdC en béton armé (CS, une forme légèrement démembrée et une architecture intérieure régulière (LG)).

**Tableau 45. Typologie finale des bâtiments visités de la ville de Joeuf, pour le développement des fonctions de vulnérabilités empiriques caractéristiques.**

Zone	Matériaux	Longueur	Fondation	Forme	Nom du type complet
1, 5E, 7	UR	H	CS	LG	URHCSLG
3, 5A, et 6A et 4	UR	M	CS	SG	URMCSSG
5B-6B et 10	UR	M	CS	LG	URMCSLG
11	RM	M	UC	LG	RMMUCLG

Pour les zones qui n'ont pas été visitées (zones 2, 8, 9, 12, 13, 14, 15), des hypothèses de travail ont été adoptées sur la base de l'année de construction, des dimensions des bâtiments et des photographies de ces bâtiments. Les typologies retenues sont montrées dans le Tableau 46 et les détails des types sont présentés dans l'annexe 3.

**Tableau 46. Typologie finale des bâtiments non-visités de la ville de Joeuf, pour le développement des fonctions de vulnérabilités empiriques caractéristiques.**

Zone	Matériaux	Longueur	Fondation	Forme	Nom du type complet
ZONE 2A	RM	H	CW	LG	RMHCWLG
ZONE 2B-2C et 9	RM	M	WC	LG	RMMWCLG
ZONE 2D	CF	E	RA	SG	CFERASG
ZONE 12	RM	H	WC	LG	RMHCWLG
ZONE 8, 13, 14, 15	Les bâtiments dans les zones 8, 13, 14 et 15 sont assez hétérogènes et la majorité de ces bâtiments sont supposés être en maçonnerie non renforcée.				

Dans cette typologie, les bâtiments accolés ont été regroupés pour ne constituer qu'un bâtiment de grande longueur. C'est le cas des zones 3, 5A et 6A dont les bâtiments individuels ont une longueur d'environ 15 m (catégorie M dans notre typologie), mais dont la longueur des bâtiments accolés est d'environ 30 m (catégorie H dans notre typologie). Ce regroupement conduit également à ajuster le critère de régularité de forme du bâtiment (forme légèrement démembrée et architecture intérieure irrégulière). Donc le type URMCSG converti au URHCSLG. C'est également le cas pour les zones 1, 5E, 7, 10 dont les bâtiments en maçonnerie peuvent être considérés de grande longueur, de forme légèrement démembrée et avec une architecture intérieure irrégulière. Aussi pour les zones 2A, 2B, et 11A les bâtiments ont été regroupés et ont été considérés en maçonnerie renforcée avec une longueur d'environ 30 m.

Au final, nous avons considéré 5 types de bâtiments dans la ville de Joeuf qui consistent en deux types de bâtiments en maçonnerie non renforcée, deux types de bâtiments en maçonnerie renforcée et un type de bâtiments en béton armé (Tableau 47). On retiendra également, que nous n'avons pas retenu l'ensemble des garages et des petites constructions (abris de jardins par exemple).

**Tableau 47. Descriptif des 5 types retenus pour caractériser l'ensemble des bâtiments de la ville de Joeuf, avec regroupement des bâtiments accolés.**

Sigle	Type	Description
UR1	URHCSLG	Bâtiments en maçonnerie non renforcée, de grande longueur (entre 20 et 30m), présence d'une cave sans dalle et plancher rigide de type béton armé avec une forme légèrement démembrée et une architecture intérieure régulière.
UR2	URECSLB	Bâtiments en maçonnerie non renforcée, de très grande longueur (entre 90 et 120 m), présence d'une cave sans dalle et plancher rigide de type béton armé avec une forme légèrement démembrée et une architecture intérieure irrégulière.
R1	RMMCWLG	Bâtiments en maçonnerie renforcée, de longueur moyenne (10-20 m), présence d'une cave sans dalle et plancher rigide de type béton armé avec une forme légèrement démembrée et une architecture intérieure régulière.
R2	RMHWCLG	Bâtiments en maçonnerie renforcée, de grande longueur (20-30 m), présence d'une cave sans dalle et plancher rigide de type béton armé avec une forme légèrement démembrée et une architecture intérieure régulière.
CF	CFERASG	Bâtiments en béton armé de très grande longueur (60 à 90 m), fondation de type radier, forme simple et architecture intérieure régulière.

Les bâtiments dans les zones 8, 13, 14 et 15 sont assez hétérogènes et la majorité de ces bâtiments sont supposés être en maçonnerie non renforcée. Donc pour ces zones nous avons considéré les deux types de bâtiments UR1 et UR2 (Tableau 46). Finalement les 5 types de bâtiments de la ville de Joeuf sont présentés sur la Figure 84.

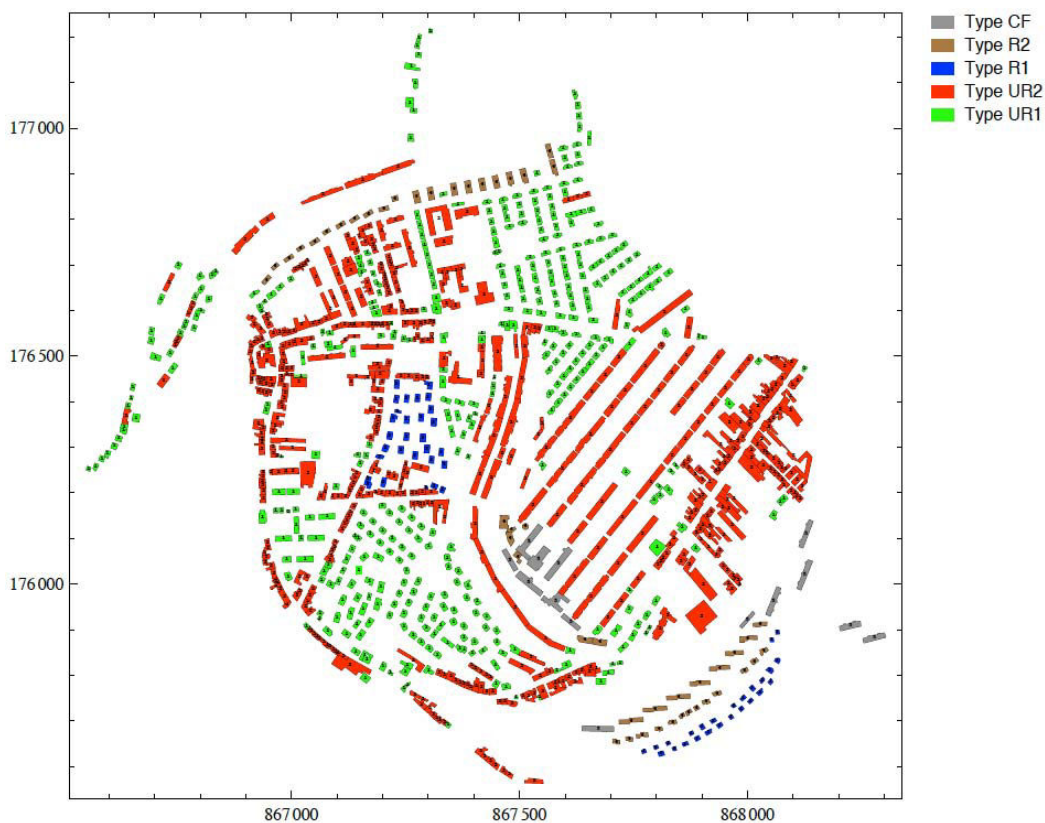


Figure 84. Typologie finale retenue pour les bâtiments de la ville de Joeuf. Environ 25% de cette typologie est le fruit d'hypothèses de travail (coordonnées globales, le point (866000,175000) correspond aux coordonnées locales (0,0)).

#### 5.2.4 Fonctions de vulnérabilité associées aux types caractéristiques de bâtiments de la ville de Joeuf

Les fonctions de vulnérabilité sont développées selon la méthode décrite dans les chapitres 2 et 3. Il est possible d'utiliser des fonctions empiriques ou analytiques. Dans la mesure où les fonctions analytiques soulèvent la difficulté de l'évaluation des coefficients d'interaction sol-structure pour définir les valeurs de la déflexion et de la déformation horizontale transmises au bâtis, nous avons décidé d'utiliser des fonctions de vulnérabilité empiriques. Ces fonctions correspondent à la méthode moyenne, c'est-à-dire le dommage moyen obtenu avec l'ensemble des méthodes empiriques.

La variabilité de chaque paramètre utilisé est indiquée dans le Tableau 48, pour le type UR1. La variabilité des autres types est présentée dans l'annexe 3. La Figure 85, présente le résultat final des courbes de vulnérabilité pour les 5 types de bâtiments, avec l'expression mathématique de la fonction.

**Tableau 48 : Variabilités des critères utilisés par chaque méthode empirique pour caractériser le type UR1. Dans ce tableau, les valeurs longueur, hauteur et rayon d'affaissement sont exprimés en mètres. Les autres paramètres, utilisés dans les méthodes pondérales, sont exprimés en nombre de points.**

Type de bâti	Méthode Empirique	Bâtiment														Terrain et affaissement	
		Longueur [m]	Hauteur [m]	Matériel	Rigidité	Fondation	Matériel de fondation	Forme	Parois des cave	Plancher de l'étage le plus bas	Linteaux	Protection	Autre éléments de construction	Condition	Etat technique du bâtiment	Terrain d'assise	Rayon de la Cuvette [m]
CF1	NCB (1975) or Wagner et Schümann (1991)	60-90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Yu <i>et al.</i> (1988)	60-90	15-20	4	-	8-10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100-500
	Dzegniuk <i>et al</i> (1997).	60-90	-	-	0-2	0-1	-	1-5	-	-	-	0-1	-	0-4	-	8-12	-
	Kwiatek (1998)	60-90	-	-	-	0-2	0-2	0-2	0-1	0-2	1-2	0-2	0-2	0-2	0-2	4-8	-

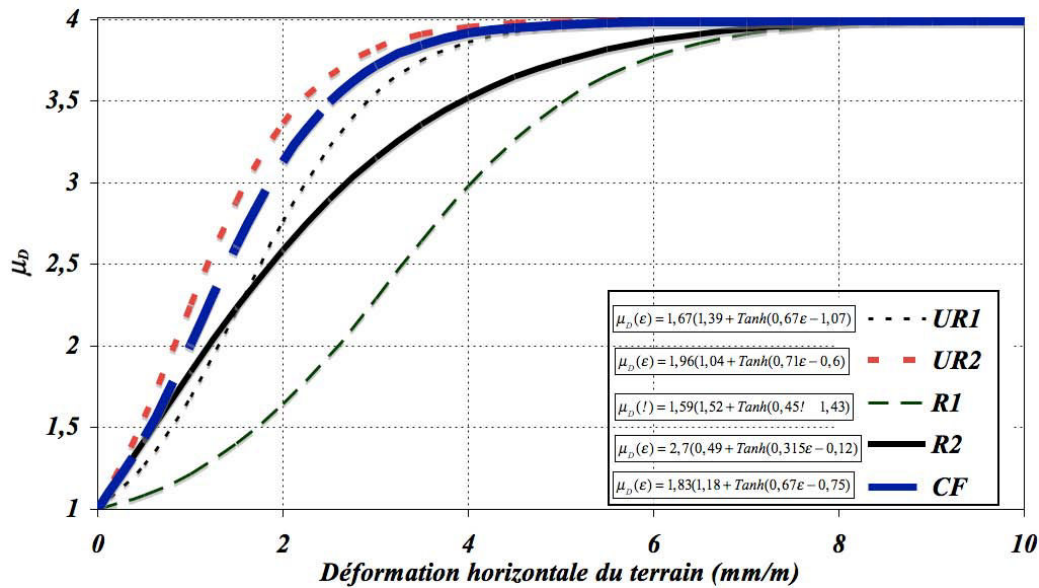


Figure 85. Courbes de vulnérabilité pour les 5 types de bâtiments de la ville de Joeuf. Le bâtiment en béton armé de type CF apparaît très vulnérable en raison de sa très grande longueur ( 60-90 m).

On peut également calculer les coefficients  $\mu$  et  $\sigma$  des fonctions lognormales des courbes de fragilité (Équation 17, chapitre 2) pour chaque type. Les résultats obtenus sont montrés dans le Tableau 49.

Tableau 49. Définition des courbes de fragilité (valeurs de  $\mu$  et  $\sigma$ ) pour les cinq types de bâtiments de la ville de Joeuf.

Type de bâtiment	Léger (D <sub>2</sub> )		Modéré (D <sub>3</sub> )		Sévère et très sévère (D <sub>4</sub> )	
	$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
UR1	-0,56	0,12	0,73	0,02	0,95	0,15
UR2	-151,2	18,3	0,2	0,02	0,8	0,01
R1	0,43	0,04	1,19	0,2	1,58	0,12
R2	-0,56	0,11	0,7	0,02	1,45	0,02
CF	-151	18,3	0,42	0,03	0,9	0,02

### 5.3 Simulation des dommages et développement d'une approche probabiliste

L'objectif du simulateur de dommages est de développer une approche probabiliste de l'évaluation des dommages basée sur une évaluation de l'aléa minier dans la ville, au moyen d'une cartographie des dommages et/ou de l'écart type des dommages dans la ville par considération d'un ou plusieurs scénarios d'affaissement.

#### 5.3.1 Cartographies des dommages dans la ville

Le simulateur de dommages permet d'évaluer le dommage moyen de chaque bâti dans la ville pour chaque scénario d'affaissement (ie. effondrement de chaque polygone de la mine). Les données d'entrée nécessaires pour ce calcul sont :



- Les caractéristiques du polygone de la mine considérée, c'est-à-dire les coordonnées du polygone, la profondeur de chaque couche de la mine concerné, l'ouverture de la mine, l'angle d'influence sur chaque bord du polygone et un coefficient multiplicateur pour l'estimation des déformations du terrain (cf. chapitre 4).
- Les coordonnées de chaque bâtiment.
- La typologie de chaque bâtiment et les courbes de vulnérabilité et/ou fragilité associées.

Avec ces données, on peut calculer la valeur de la déformation horizontale du terrain au niveau du centre de gravité de chaque bâtiment, puis estimer un dommage moyen par le biais des courbes de vulnérabilité. Les résultats peuvent être cartographiés au moyen d'un code de couleurs.

Par exemple, les résultats obtenus pour le scénario d'affaissement correspondant à l'effondrement du polygone 3 (affaissement et déformations horizontales présentés sur la Figure 79) sont présentés sur la Figure 86.

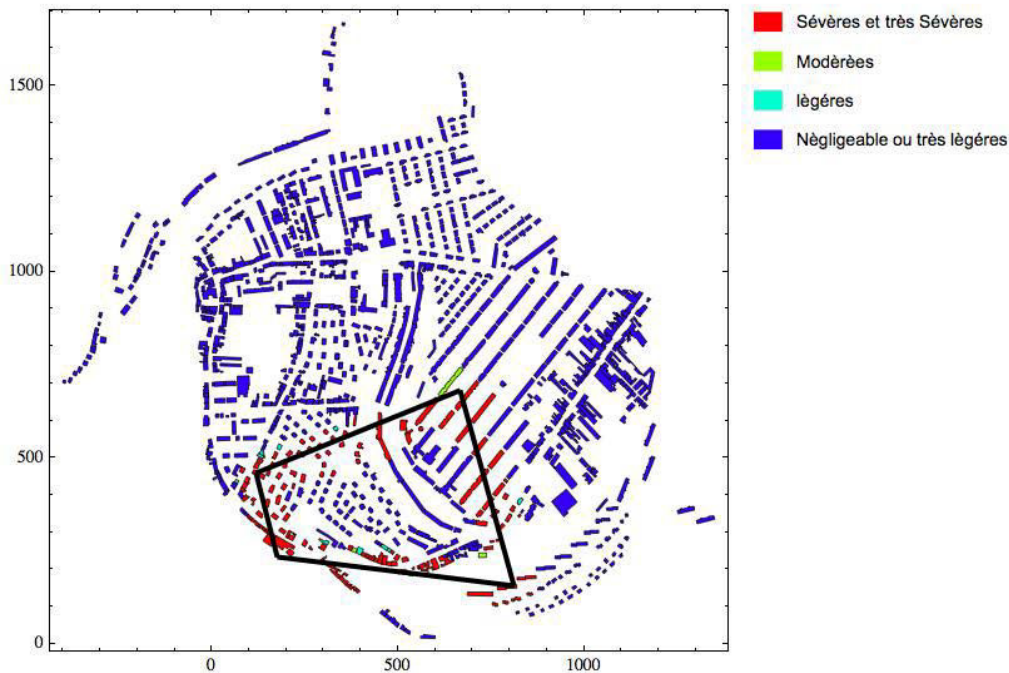


Figure 86. Cartographie des dommages pour la typologie du bâti considéré sur la Figure 84 et l'affaissement estimé sur la Figure 79.

### 5.3.2 Développement d'une approche probabiliste

Le simulateur de dommages permet de développer une approche probabiliste en considérant plusieurs scénarios possibles d'affaissement minier et en calculant les différents dommages qui en résultent. Il est possible alors de définir une moyenne et un écart-type du dommage pour chaque bâti.

#### a) Calcul de la déformation moyenne de chaque bâti pour plusieurs scénarios

Dans cette partie, on considère les 9 scénarios d'affaissement minier définis dans le Tableau 42. Il est possible de représenter l'histogramme de la répartition de la déformation horizontale qui sollicite chaque bâti. Par exemple, pour le bâtiment Parcelle : 1943 de rue Sainte-Pauline, on obtient le résultat

de la Figure 87. Les résultats peuvent être synthétisés sous forme d'une cartographie représentant la déformation horizontale moyenne qui sollicite chaque bâti (Figure 88), ou l'écart-type de cette déformation (Figure 89).

Nombre de scénarios

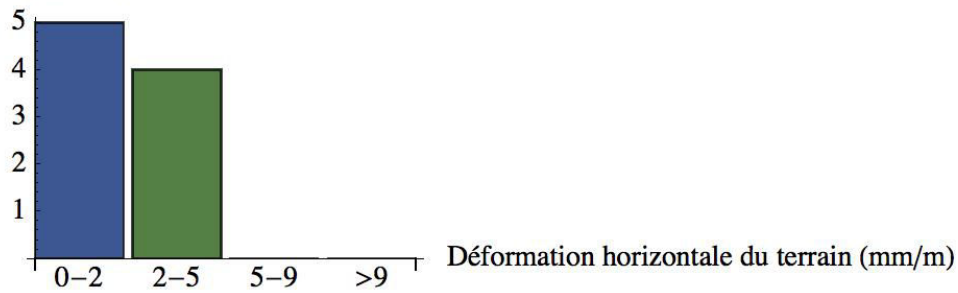


Figure 87. Histogramme de la déformation horizontale dans un bâtiment (Parcelle : 1943 de rue Sainte-Pauline).

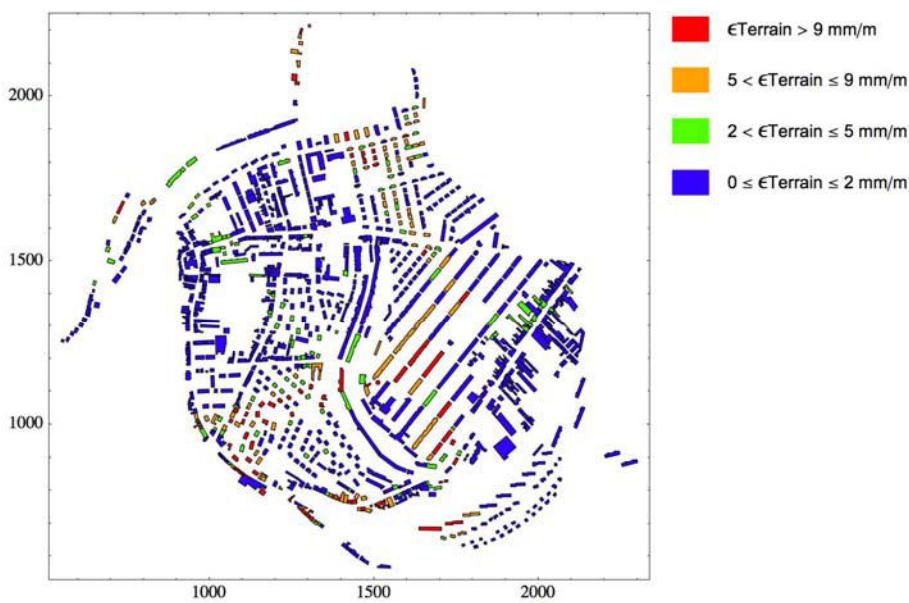


Figure 88. Cartographie de la déformation horizontale moyenne dans chaque bâti pour l'ensemble des 9 scénarios d'affaissement minier considérés.

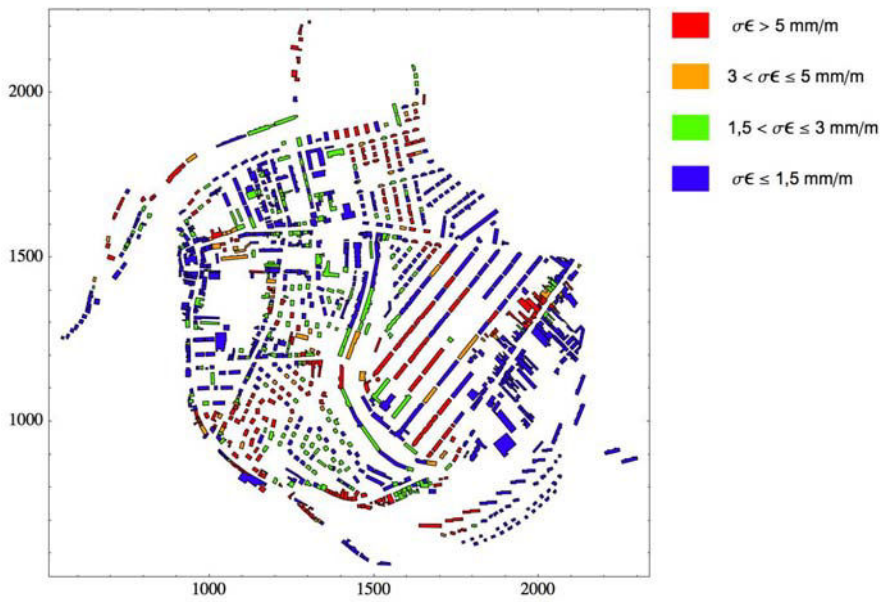


Figure 89. Cartographie de l'écart type de la déformation horizontale ( $\sigma\epsilon$ ) dans chaque bâti pour l'ensemble des 9 scénarios d'affaissement minier considérés.

**b) Calcul de l'espérance de la moyenne des dommages pour plusieurs scénarios**

On considère toujours les 9 scénarios d'affaissement minier définis dans le Tableau 42. On calcule la moyenne des dommages dans chaque bâtiment pour chaque scénario d'affaissement minier au moyen des courbes de vulnérabilité, puis on calcule l'espérance de la moyenne des dommages de chaque bâtiment pour l'ensemble de ces scénarios d'affaissement. Les résultats peuvent être présentés sous forme d'un histogramme pour chaque bâti.

La Figure 90 illustre le résultat obtenu pour le bâtiment dont la déformation horizontale a été présentée sur la Figure 87 (Parcelle : 1943, rue Sainte-Pauline). Les résultats peuvent également être représentés sous la forme d'une cartographie de l'espérance du dommage moyen (Figure 91).

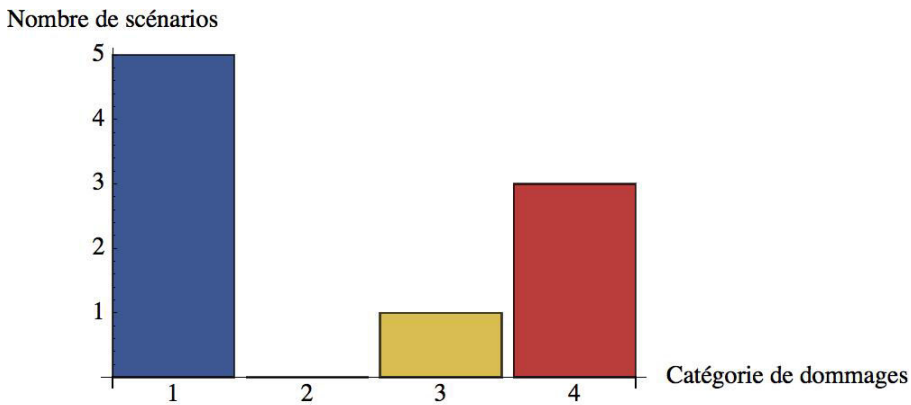


Figure 90. Histogramme du dommage moyen du bâtiment Parcelle : 1943, rue Sainte-Pauline pour l'ensemble des 9 scénarios d'affaissement minier considérés.

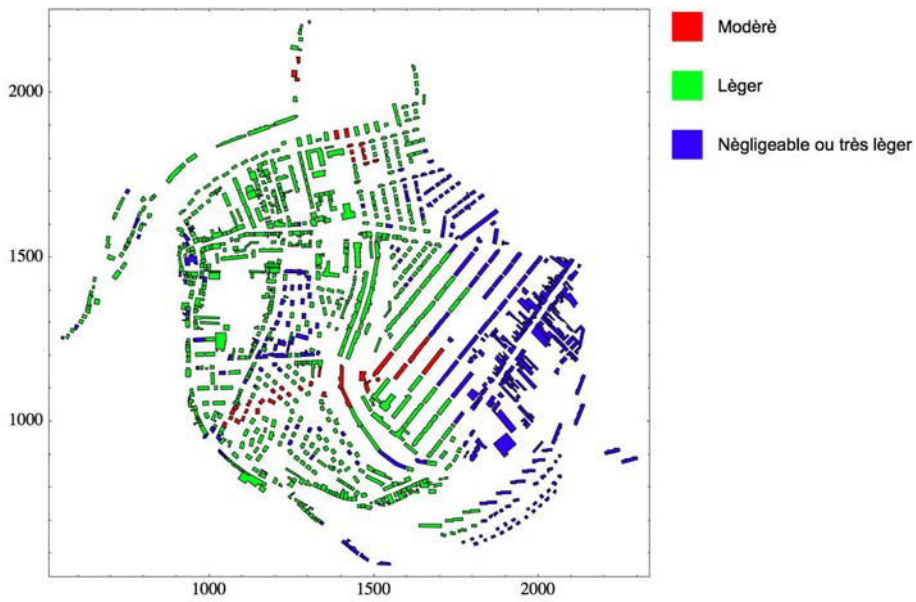


Figure 91. Cartographie de l'espérance de la moyenne des dommages dans chaque bâti pour l'ensemble des 9 scénarios d'affaissement minier considérés.

Il est également possible de synthétiser ces résultats sous la forme d'un histogramme de l'espérance du dommage moyen dans tous les bâtiments de la ville et en calculant la moyenne générale de ces dommages pour l'ensemble des bâtiments (Figure 92).

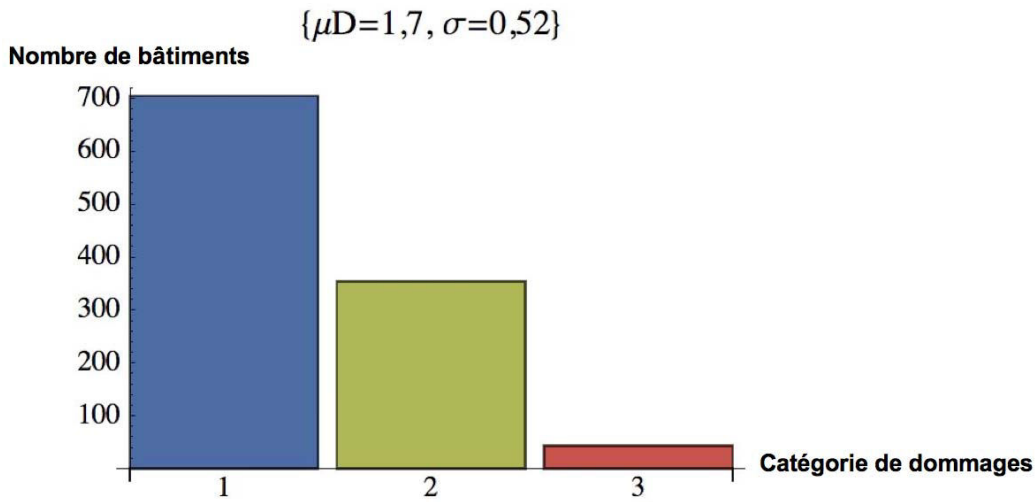
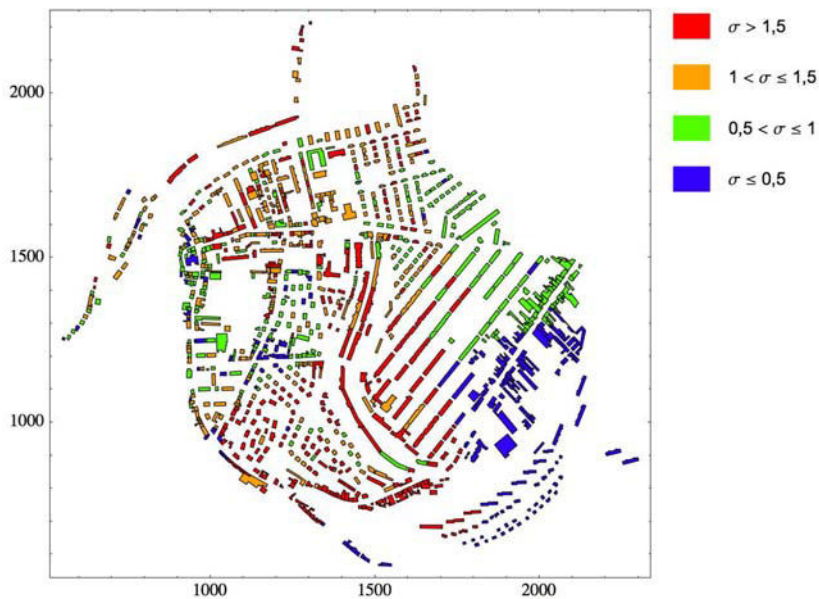


Figure 92. Histogramme de l'espérance de la moyenne des dommages pour l'ensemble des bâtiments et l'ensemble des scénarios d'affaissements considérés.

### c) Calcul de l'écart type des dommages pour plusieurs scénarios

De la même manière, on peut calculer l'écart type de la moyenne des dommages de chaque bâtiment pour l'ensemble des 9 scénarios d'affaissement minier considérés. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 93.



**Figure 93. Cartographie de l'écart type de la moyenne des dommages dans chaque bâtiment pour l'ensemble des 9 scénarios d'affaissement minier considérés.**

La comparaison des Figure 91 et Figure 93 (moyenne de dommages et écart type de la moyenne des dommages) permet de mieux appréhender la probabilité d'endommagement de chaque bâtiment de la ville. La probabilité d'endommagement augmente lorsque la moyenne des dommages augmente et que l'écart type est faible. La probabilité d'endommagement diminue lorsque la moyenne de dommages est faible.

### d) Calcul de la probabilité d'atteindre ou dépasser chaque niveau de dommage

Dans cette partie, on calcule les probabilités d'atteindre ou dépasser chaque catégorie de dommages par l'utilisation des courbes de fragilité (Équation 17, chapitre 2) pour chaque bâtiment et pour l'ensemble des scénarios d'affaissement. On peut alors représenter ces probabilités selon quatre niveaux que nous définirons ainsi par commodité : probabilité faible (inférieure à 25%), moyenne (entre 25 % et 50%), forte (entre 50% et 75%) et très forte (plus de 75%). Les résultats obtenus sont présentés sur les Figure 94 pour le niveau de dommage 1, Figure 95 pour le niveau de dommage 2, Figure 96 pour niveau de dommage 3 et Figure 97 pour niveau de dommage 4.

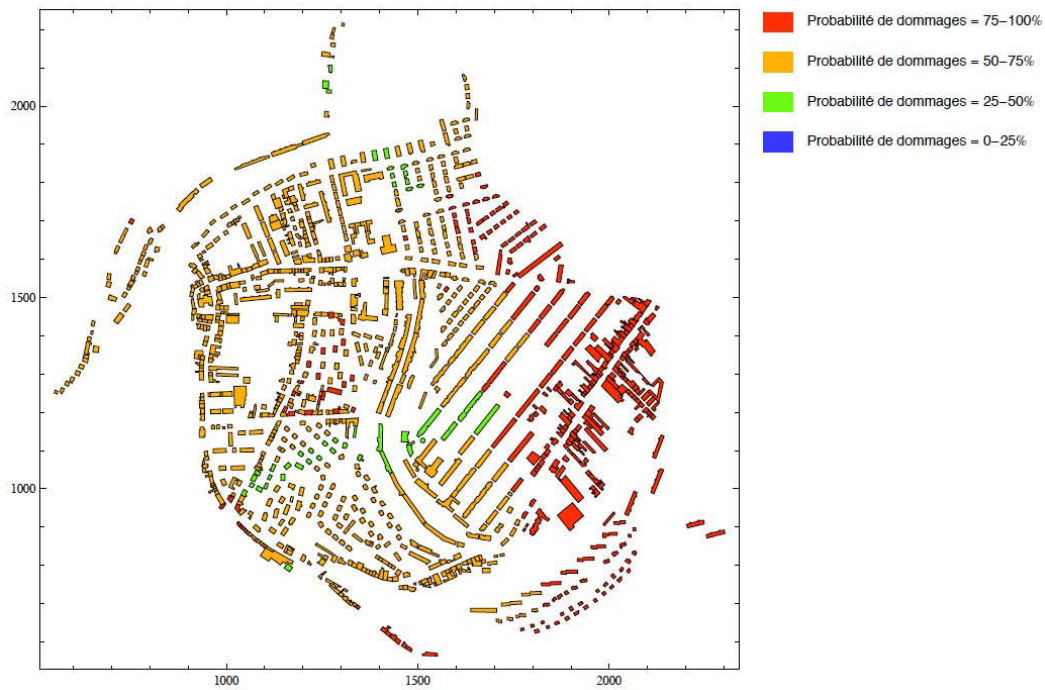


Figure 94. Cartographies des probabilités d’avoir le niveau  $D_1$  pour l’ensemble des 9 scénarios considérés.

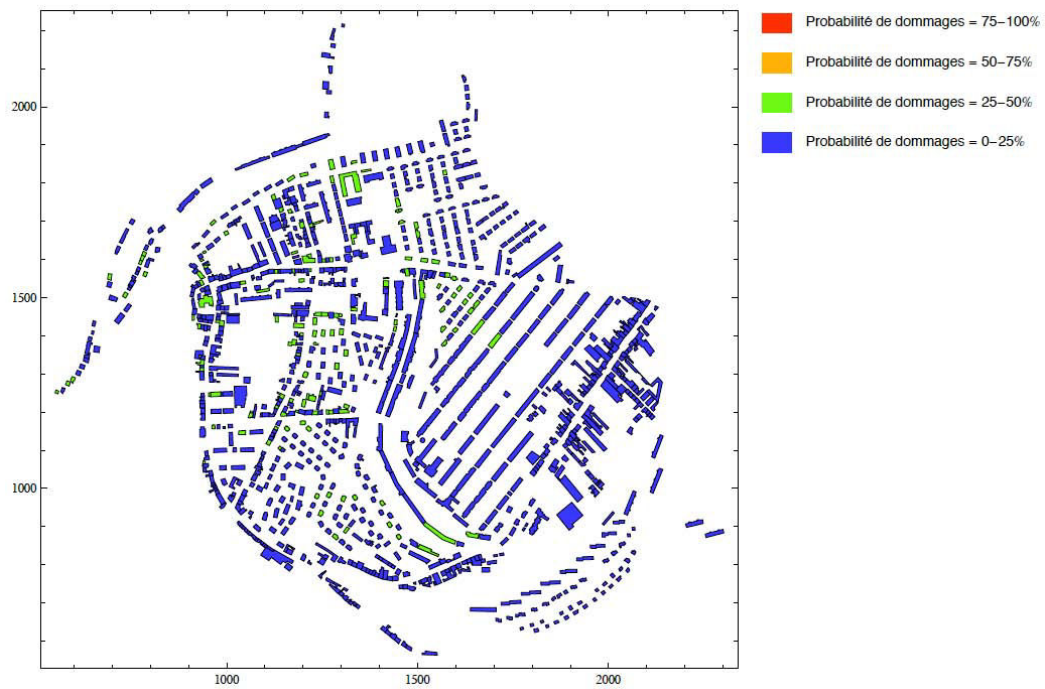


Figure 95. Cartographies des probabilités d’avoir le niveau  $D_2$  pour l’ensemble des 9 scénarios considérés.

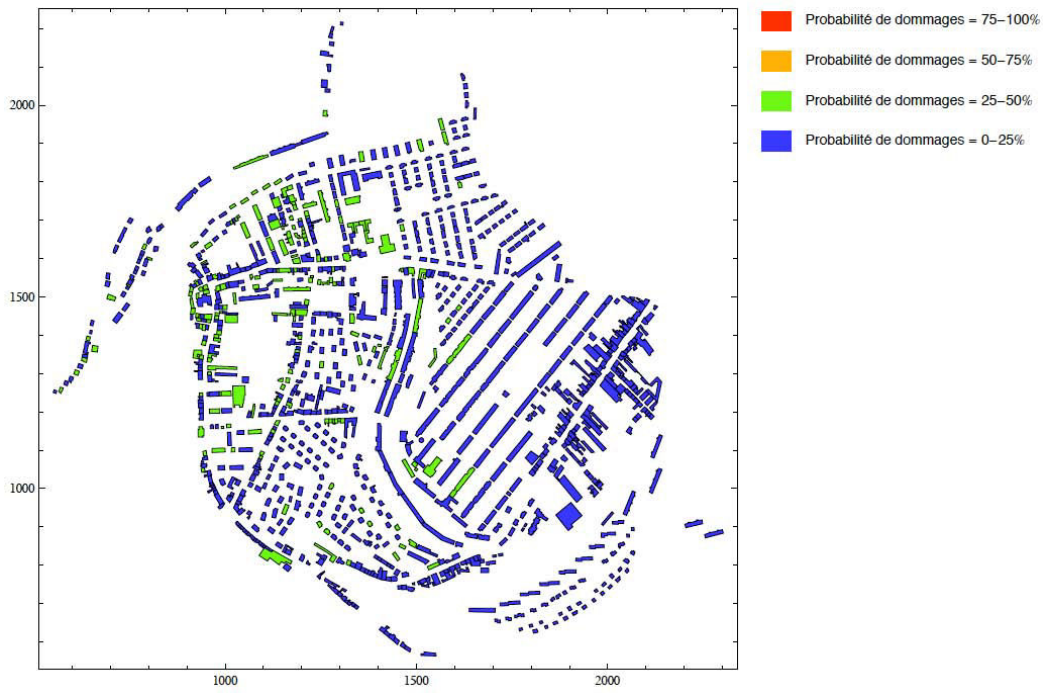


Figure 96. Cartographies des probabilités d’avoir le niveau  $D_3$  pour l’ensemble des 9 scénarios considérés.

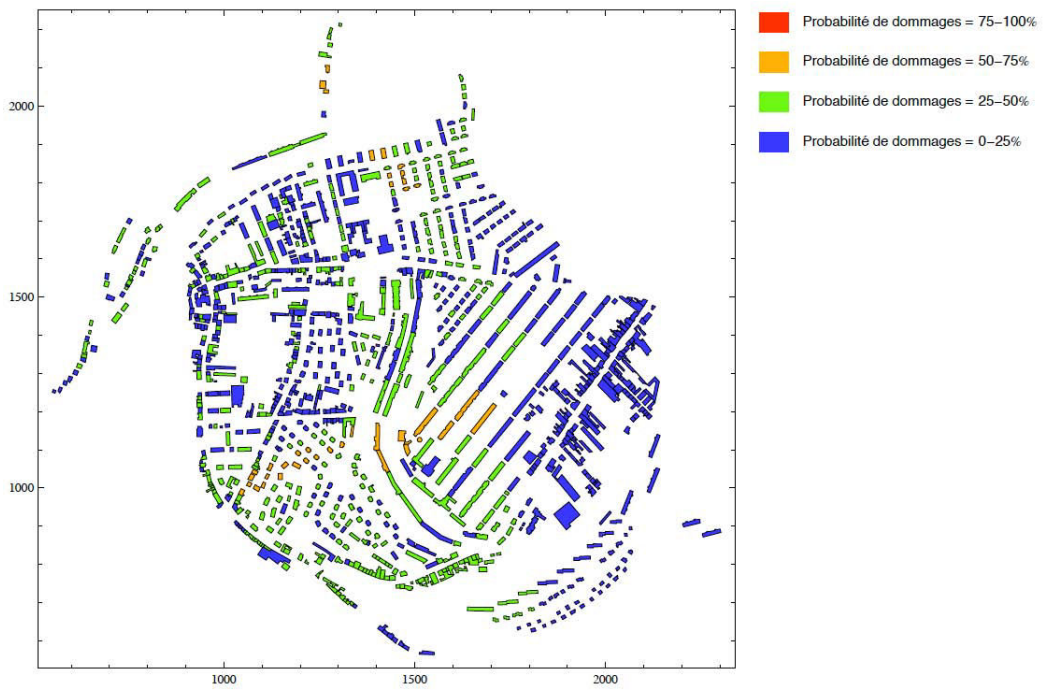


Figure 97. Cartographies des probabilités d’avoir le niveau  $D_4$  pour l’ensemble des 9 scénarios considérés.

## 5.4 Conclusions

### 5.4.1 Conclusions générales

Dans le but de mieux appréhender la vulnérabilité des territoires soumis à des aléas miniers, nous avons développé un simulateur de dommages qui a été testé sur le site de Joeuf. L'utilisation de ce logiciel permet de mieux appréhender l'aléa et la vulnérabilité du territoire :

- Plusieurs paramètres de l'aléa minier peuvent être représentés pour un ou plusieurs scénarios d'affaissements comme les isovaleurs de l'affaissement vertical ou de la déformation horizontale du terrain.
- Les dommages dans les bâtiments peuvent être cartographiés sous la forme de la moyenne des dommages lorsqu'on ne considère qu'un seul scénario. Lorsqu'on considère plusieurs scénarios, on peut cartographier l'espérance (et l'écart type) de la moyenne des dommages et/ou la probabilité d'atteindre ou dépasser un niveau de dommage donné.
- Les dommages dans chaque bâtiment ou pour l'ensemble de la ville peuvent être représentés sous forme d'histogrammes.
- Le simulateur de dommages peut également être utilisé à d'autres fins. Il est envisageable de l'employer à des études de sensibilité afin d'évaluer l'influence des différents paramètres pris en compte dans l'analyse (incertitudes relatives aux typologies du bâti, aux fonctions de vulnérabilité ou à la prévision des mouvements du terrain). Ceci n'a pas été fait dans ce chapitre, mais constitue une perspective intéressante.
- Enfin, le simulateur peut être utilisé afin de prendre en compte une éventuelle différence dans les probabilités d'occurrence des différents scénarios d'affaissements considérés. Les scénarios considérés ont été considérés équiprobables. En cas d'identification de scénarios plus probables que d'autres, il est possible de pondérer le calcul de l'espérance de la moyenne des dommages de chaque bâti par ces probabilités.

Commentaire [TV1] : Cette aspect là ne semble pas avoir été exposé dans ce chapitre ?

### 5.4.2 Rappel des principales hypothèses utilisées

Ce chapitre a des objectifs méthodologiques (développement d'une approche probabiliste de l'évaluation des dommages) et pratiques (utilisation de ces évaluations afin d'évaluer les zones les sensibles et les plus vulnérables). Il convient alors de rappeler certaines hypothèses importantes, qui pourraient nécessiter des approfondissements. En particulier :

- Les fonctions de vulnérabilité sont dépendantes d'un ensemble d'hypothèses rappelées dans les parties précédentes.
- Les résultats présentés reposent sur l'hypothèse que tous les scénarios sont équiprobables. Il convient de valider cette hypothèse ou de quantifier les probabilités de chaque scénario. En l'absence de validation de ces probabilités, la représentation du dommage moyen ou de l'aléa moyen n'a aucun sens. Compte tenu de la difficulté d'évaluation de ces probabilités, le simulateur apparaît néanmoins intéressant afin d'étudier la sensibilité des résultats à ces probabilités.



## Conclusion Générale

La recherche réalisée dans le cadre de cette thèse concerne l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments en zone d'affaissement minier. Elle a été motivée par les affaissements miniers qui ont affecté le bassin ferrifère lorrain entre 1996 et 1999 et qui ont été à l'origine de nombreuses dégradations des constructions. Les études d'aléa, ont depuis montré qu'un grand nombre de collectivités étaient concernées dont la ville de Joeuf. Une évaluation plus précise de l'aléa et de la vulnérabilité est alors nécessaire dans une optique d'amélioration des politiques de gestion des risques qui sont mises en œuvre (Plan de Prévention des Risques Miniers). Cette thèse participe à ce travail.

Les objectifs annoncés étaient de développer un simulateur de dommages qui permette d'évaluer la vulnérabilité des ouvrages en zone d'affaissement minier. Pour développer ce simulateur, quatre recherches ont été menées :

- Le développement de fonctions de vulnérabilité basées sur les méthodes empiriques existantes d'évaluation des dommages ;
- Le développement de fonctions de vulnérabilité basées sur une méthode analytique d'évaluation des dommages ;
- Le développement d'une méthode d'évaluation de l'intensité de l'aléa minier en chaque point de la surface, pour différents scénarios d'affaissements ;
- Le développement d'une approche probabiliste d'évaluation des dommages dans les bâtiments en zone d'affaissement minier (application du simulateur de dommages).

Les principales hypothèses, résultats intermédiaires et conclusions de ce travail sont les suivantes :

- **Développement de fonctions de vulnérabilité basées sur une méthode empirique d'évaluation des dommages :**
  - La déformation horizontale du terrain est choisie comme critère d'intensité de l'affaissement.
  - Les méthodes empiriques existantes ont été harmonisées afin d'utiliser une échelle de dommages comportant quatre niveaux ( $D_1$  à  $D_4$ ). Les méthodes pondérales ont été harmonisées avec quatre classes de vulnérabilité et 16 valeurs seuils de la déformation horizontale du terrain pour estimer les dommages.
  - Une typologie des bâtiments en zone d'affaissement minier a été développée. Elle est basée sur les critères de matériaux de structure, longueur du bâtiment, type de fondation et forme du bâtiment.
  - Des courbes de vulnérabilité et fragilité ont été développées sur la base de la prise en compte d'une variabilité qui reflète à la fois la disparité des bâtiments au sein d'un même type et l'incertitude relative à l'évaluation de certains paramètres. Ces courbes sont modélisées par des fonctions mathématiques, après une régression non linéaire. Les courbes de vulnérabilité sont modélisées par une fonction tangente hyperbolique, et les courbes de fragilité sont modélisées par une fonction de distribution lognormale.
  - Les résultats des courbes de vulnérabilité montrent que les méthodes de NCB et Wagner et Schumann, sont moins sécuritaires que les autres. Par conséquent, le choix de la méthode empirique utilisée pour évaluer les dommages au bâtiment et pour développer les courbes de vulnérabilité est discutable. Une méthode moyenne est développée qui correspond à la valeur moyenne des dommages calculés avec chaque méthode.

- Les courbes de vulnérabilité pour les cinq types de bâtiments étudiés montrent des différences significatives entre les bâtiments en maçonnerie et des bâtiments en béton. La comparaison de ces résultats avec les dommages induits par les affaissements miniers dans le bassin ferrifère de Lorraine met en évidence de fortes similitudes et permet de valider la méthodologie utilisée.
- Les variables utilisées dans les méthodes empiriques pour le développement des fonctions de vulnérabilité sont considérées comme indépendantes. Une étude plus détaillée est nécessaire afin de vérifier cette hypothèse ou, le cas échéant, afin de quantifier la corrélation entre ces variables. Par exemple, les bâtiments de faible longueur ont-ils la même probabilité d'avoir une architecture régulière que les bâtiments de grande longueur ?
- Nous avons proposé d'utiliser une méthode moyenne qui correspond à la moyenne des méthodes empiriques. Ce choix peut se justifier lorsque aucun élément ne permet de sélectionner une méthode en particulier. Ce choix mériterait d'être approfondi afin d'évaluer si la méthode moyenne peut être interprétée comme la méthode qui donne le dommage le plus probable.

- **Développement de fonctions de vulnérabilité basées sur une méthode analytique d'évaluation des dommages :**

- Une synthèse bibliographique a été effectuée sur les méthodes analytiques existantes pour évaluer les dommages en zone d'affaissement minier. La méthode de Burland (1995), développée pour les bâtiments en maçonnerie, est complétée en considérant un coefficient de Poisson indépendant du paramètre  $E/G$ , ce qui correspond à un modèle isotrope transverse. La méthode est étendue à une large gamme de dimensions de bâtiments, ce qui permet de tracer des abaques pour des valeurs différentes de celles choisies par Burland ( $L/H=1$ ,  $E/G=2,6$  et  $\nu=0,2$ ).
- La comparaison des abaques de prévision des dommages basés sur cette méthode montre qu'aucun abaque n'est approprié pour tous les bâtiments et que les abaques sont sensibles à la variabilité des données d'entrée. En conséquence, le développement de fonctions de vulnérabilité apparaît comme une stratégie pertinente pour évaluer la vulnérabilité des ouvrages tout en tenant compte de l'incertitude relative aux données d'entrée.
- Trois coefficients  $K_{site}$ ,  $K_{\Delta}$  et  $K_{\epsilon}$  ont été définis pour estimer la déformation horizontale et la déflexion transmises au bâtiment en fonction de la déformation horizontale du terrain estimée en champ libre.  $K_{site}$  est une caractéristique de l'exploitation minière et du contexte géologique de la zone étudiée, tandis que  $K_{\Delta}$  et  $K_{\epsilon}$  sont caractéristiques de l'interaction sol-structure et dépendent de la différence de rigidité entre le sol et le bâtiment. En première approximation, on peut utiliser les résultats de Boscardin et Cording (1989) et Potts et Addenbrook (1996), mais ces résultats sont discutables.
- Les courbes de vulnérabilité et fragilité ont été élaborées pour deux types de bâtiments qui sont typiques d'un grand nombre de pays : des bâtiments en maçonnerie non renforcée (URM) et renforcée (RM) d'une longueur variant entre 10 et 20 mètres et d'une hauteur comprise entre 7 et 10 mètres. Trois gammes de variation ont également été étudiées pour le paramètre  $K_{site}$ , afin d'augmenter la représentativité des résultats.
- La méthodologie de développement des courbes de vulnérabilité est appliquée dans le bassin ferrifère Lorrain. Deux courbes de vulnérabilité sont calculées et comparées aux résultats de dommages observés après 3 affaissements miniers. Les résultats montrent une bonne concordance entre la théorie et les dommages observés. Une analyse inverse permet néanmoins d'ajuster les valeurs choisies pour  $K_{\Delta}$  et  $K_{\epsilon}$ .
- Les variables utilisées dans les méthodes analytiques pour le développement des fonctions de vulnérabilité sont considérées comme indépendantes. Une étude plus détaillée est nécessaire afin de vérifier cette hypothèse ou, le cas échéant, afin de quantifier la corrélation entre ces variables. Par

exemple, pour une typologie du bâti, les bâtiments de faible longueur ont-ils la même probabilité d'avoir une hauteur « importante » que les bâtiments de plus grande longueur ?

- Le choix des valeurs du paramètre E/G, caractéristique du milieu continu équivalent, a une influence sur le résultat. Les études existantes montrent qu'il apparaît pertinent de considérer des valeurs supérieures à 2,6 afin de tenir compte de l'influence des ouvertures dans la structure. Nous avons utilisé un modèle isotrope transverse pour le développement des courbes de vulnérabilité, afin de rendre cohérent les valeurs considérées avec les lois de la mécanique des milieux continus.
- Dans tous les calculs réalisés, l'influence de la dégradation de la structure n'a pas été prise en compte. Ce choix est identique à ce qui est proposé ou décrit dans la littérature. Cependant, il apparaît probable que les paramètres caractéristiques du bâti évoluent avec sa dégradation. En particulier, cela concerne les valeurs de E/G et la localisation de la fibre neutre dans la poutre.

- **Développement d'une méthode d'évaluation de l'intensité de l'aléa minier en chaque point de la surface, pour différents scénarios d'affaissements.**

- La méthode des fonctions d'influence est une méthode efficace pour la prévision des affaissements miniers. On a implémenté cette méthode dans le logiciel Mathematica afin de calculer les caractéristiques d'un affaissement en chaque point de la surface, provoqué par une mine de forme quelconque.
- Un outil a été développé pour le calcul de la déformation horizontale du terrain à partir des résultats des déplacements horizontaux. Les résultats de déformation obtenus montrent que les valeurs estimées sont très certainement inférieures aux valeurs réelles. Il est donc nécessaire de pondérer les résultats obtenus par un coefficient multiplicateur calculé au moyen de relations empiriques.
- Le bassin ferrifère lorrain a la particularité d'être caractérisé par des angles d'influences différents selon la nature des terrains adjacents à l'exploitation. Cette caractéristique a été prise en compte en considérant des cônes d'influence dont le sommet est situé au niveau de la mine alors que l'usage est de considérer des cônes dont le sommet est à la surface. La méthode a été testée et comparée au cas historique de Roncourt. Les résultats obtenus sont apparus satisfaisants pour valider l'emploi de cette méthode dans le simulateur de dommages.

- **Développement d'une approche probabiliste d'évaluation des dommages dans les bâtiments en zone d'affaissement minier (application du simulateur de dommages).**

Dans le but de mieux appréhender la vulnérabilité des territoires soumis à des aléas miniers, nous avons développé un simulateur de dommage qui intègre les développements précédents (fonctions de vulnérabilité et prévision de l'intensité de l'aléa). Le simulateur a été testé sur le site de Joeuf et plusieurs résultats ont été obtenus :

- Les fonctions de vulnérabilité utilisées sont dépendantes d'un ensemble d'hypothèses rappelées dans les parties précédentes.
- Les résultats présentés reposent sur l'hypothèse que tous les scénarios sont équiprobables. Il convient de valider cette hypothèse ou de quantifier les probabilités de chaque scénario. En l'absence de validation de ces probabilités, la représentation du dommage moyen ou de l'aléa moyen n'a aucun sens. Compte tenu de la difficulté d'évaluation de ces probabilités, le simulateur apparaît néanmoins intéressant afin d'étudier la sensibilité des résultats à ces probabilités.
- Plusieurs paramètres de l'aléa minier peuvent être représentés : isovaleurs de l'affaissement vertical, déplacement horizontal et déformation horizontale du terrain.
- Cartographie de la moyenne des dommages dans la ville pour un scénario d'affaissement minier.

- Cartographie de l'espérance et de l'écart-type de la moyenne des dommages en considérant plusieurs scénarios possibles d'affaissement minier.
- Calcul et représentation de la probabilité d'obtenir chaque catégorie de dommage pour les bâtiments.
- Représentations d'histogrammes permettant de quantifier la distribution de l'aléa et des dommages dans la ville.
- Réalisation d'études de sensibilité sur plusieurs paramètres mécaniques et géométriques.

**Commentaire [TV2] :** Si je comprends bien, on est dans le cas de la loi de la moyenne : on fait la moyenne de plusieurs variables aléatoires et on calcule l'espérance mathématique et l'écart-type de cette loi de la moyenne... Si c'est bien cela, ça peut peut-être aider à reformuler précisément certains endroits où l'on parle de moyenne de la moyenne...

- **Perspective de la recherche**

Le travail effectué dans cette thèse doit être poursuivi. On peut classer les perspectives de cette recherche selon quatre volets :

- Volet mécanique :
  - Un premier objectif est d'améliorer les méthodes analytiques en développant une méthode adaptée aux poutres épaisses (ratio  $L/H < 2$ ).
  - Un second objectif est de mieux définir et justifier les seuils de la déformation utilisés pour caractériser l'endommagement du bâti.
  - Un troisième objectif est de préciser l'évaluation des paramètres d'interaction sol-structure en zone d'affaissement minier.
- Volet prévision des affaissements : l'objectif concerne essentiellement la prise en compte des multi-couches et l'interaction entre les différents scénarios associés à l'effondrement de zones au sein d'une couche.
- Volet développement « théorique » du simulateur de dommages :
  - Le premier objectif est de poursuivre le développement de l'approche probabiliste en identifiant et justifiant les principaux résultats pertinents, et leur mode de représentation, dans une optique d'amélioration des politiques de gestion des risques.
  - Le second objectif est développer le simulateur pour d'autres aléas.
- Volet développement « pratique » du simulateur de dommages : l'objectif est de développer l'ergonomie du logiciel en permettant une modélisation simplifiée de la ville sur la base de données existantes (SIG, plans Autocad...) et l'ajustement des différents paramètres (choix des scénarios, attribution des fonctions de vulnérabilité...).

## Références

- Abbass Fayad A. (2000). Amélioration de code de calcul-Logiciel SUBSID, Application au cas des mines de fer, *Rapport de D.E.A*, INPL.
- Abdallah M. (2009). Vulnérabilité des ouvrages en maçonnerie à des mouvements de terrain : méthodologie d'analyse par les méthodes statistiques et par plans d'expériences numériques sur les données de la ville de Joeuf. *Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine*, Nancy.
- Aissaoui K. (1999). Amélioration de la prévision des affaissements dans les mines à l'aide des approches empiriques, numériques et analytiques. *Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine*, Nancy.
- Al Heib M. (2002). Prévision des conséquences des affaissements miniers dans bassin ferrifère Lorrain. *Rapport DRS-02-26146/RN02*, INERIS, Nancy.
- Al Heib M. (2008). State of the art of the prediction methods of ground movements ( subsidence and sinkhole) for the mines in France. *Coal geology research progress*, editor Thomas Michel and Hugo Fournier.
- Al Heib M., Josien J.P. et El Shayeb Y. ( 2003). Paramètres d'affaissement pour la hiérarchisation des zones à risque dans le bassin ferrifère lorrain. *Après -mines*, Nancy.
- Arcamone J. (1980). Méthodologie d'étude des affaissements miniers en exploitation totale et partielle. *Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine*.
- ATC. (1985). ATC-13: Earthquake damage evaluation for California. *Applied Technology Council (ATC), Redwood City, Calif.*
- ATC. (1988). ATC-21-1: Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: supporting documentation. *Applied Technology Council (ATC), Redwood City, Calif.*
- Attewell P.B. et Yeates J. (1984). Tunnelling in soil. Ground movement and their effects on structures, *Surrey University Press*, édité par Attewell et Taylor .
- Bhattacharya S. et Singh M.M. (1984). Proposed criteria for subsidence damage to buildings. *Rock mechanics in productivity and protection, 25th Symposium on rock mechanics*. pp.747-755.
- Belmouden Y. et Lestuzzi P. (2006). Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en Suisse. *Rapport de Recherche*, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
- Boone S.J. (1996). Ground-movement related building damage. *J. Geotech. Engng ASCE* 122, No. 11, 886-896.
- Boone S.J., Westland J. et Nusink R. (1999). Comparative evaluation of building responses to an adjacent braced excavation. *Can. Geotech. J.* 36: 210–223.
- Boone S.J. (2001). Assessing construction and settlement-induced building damage : a return fundamental principles. *Proceeding, Underground Constuction*. Institution of minig and metalurgy, London, pp. 559-570.
- Boscardin M.D. et Cording E.J. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, N°1.
- Bruhn R.W., Mccann W.S., Speck R.C. et Gray R.E. (1982). Damage to structures above active underground coal mines in the northern appalachian coal field. *First int. conf. on stability in underground mining*, 1022-1046 chapter 47.
- Burland J. B. et Wroth C. P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. *Conf. settlement of structures*, pp. 611-654.
- Burland J.B., Broms B.B. et De Mello V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures. *9th Int.conf. on soil mechanics and foundations engineering*, pp. 495-546.

- Burland J. B. (1995). Assesment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. *Earthquake geotechnical engineering*, éditions Ishihara, Balkema , pp. 1189-1201.
- Burland J.B., Mair R.J et Standing J.R. (2004). Ground performance and building response due to tunnelling. *Advance in geotechnical engineering, the skempton conference*, 1, 291-342.
- Carlos E., Ventura W.D., Liam F., Onur T., Blanquera A. et Rezai M. (2005). Regional seismic risk in British Colombia-Classification of buildings and development of damage probability functions. *Canadian journal civil engineering* 32, 372-387.
- Chiroiu L. (2004). Modélisation de dommages consécutifs aux séismes. Extension à d'autres risque naturels. *Thèse de doctorat, Université Paris 7 – Denis Diderot*.
- Deck O. (2002). Étude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti. Thèse de doctorat, *Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy*.
- Dzegniuk B., Hejmanowski R. et Sroka A. (1997). Evaluation of the damage hazard to building objects on the mining areas considering the deformation course in time. *Proceedings of Xth International Congress of the International Society for Mine Surveying*, 2-6 November 1997, Fremantle, Western Australia.
- Esenay Haciosmanoglu M. (2004). Developpment of a subsidence model for Çayirhan Coal Mine. A master's thesis in graduate school of natural and applied science of middle east technical university, Turkey.
- Franzius J.N., Potts D.M. et Burland J.B. (2005). The response of surface structures to tunnel construction. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering*. Issue GE1 Pages 3–17, Paper 13751.
- Geoderis. (2000). Cartographie des zones influencées par l'exploitation minière dans le bassin ferrifère Briey - Longwy - Thionville. *Cédérom édité par la DRIRE de Lorraine*.
- Geoderis. (2009). Source de Geoderis. Geoderis, Metz.
- Geddes J.D. (1984). Structural design and ground movements. *Ground movement and their effects on structures*, Surrey University Press, édité par Attewell et Taylor.
- Geddes J.D., Kennedy D. (1984). Structurale implication of horizontal ground strains. Ground movement and their effects on structures, *Proc. Of the 3rd Int. Conf., Cardiff*, édité par Geddes J. D., Pentech Press, 610-629.
- Giovinazzi S. (2005). The vulnerability assessment and the damage scenario in seismic risk analysis. *Thèse de doctorat, Department of civil engineering, university of Florence*.
- Grunthal G. (1998) European Macroseismic Scale. *Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, Luxembourg. Vol. 15.
- Hazus. (1999). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model. *Technical and User Manuals. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.*, chapter 2.
- Hazus. (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model, *Technical and User Manuals. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*.
- Ji-Xian C. (1985). The effects of mining on buildings and structural precautions adopted. *3e Int. Conf. Large ground movements and structures (Cardiff)*, pp.404-419.
- Ji-Xian C. (1992). Study of deformation resistant structural systems for buildings in coal mining areas. *Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures. Pentech press (Londres)*, pp. 356-369.
- Karmis M., Triplett T. et Schilizzi P. (1984). Recent developments in subsidence prediction and control for the eastern U.S. coalfield. *25 th. Symp. on rock mechanics*, 713-913.
- Kircher C.A., Nassar A.A., Kuster O. et Holmes W.T. (1997). Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake Spectra*, 13(4), 663-682.

- Klezhev P. E., Muller R. A. et Shaglov S. E. (1980). Investigations of piled foundations for buildings in areas of mining subsidence. *Proc. of the 2nd international conference on ground movements and structures, Cardiff*, Edité par Geddes J. D., Pentech press, pp. 264-274.
- Kratzsch H.(1983). Mining Subsidence Engineering, *Springer-Verlag*.
- Kwiatek J. (1998). Protection of constructions on surface ground mine. (Traduction in poland "Ochrona obiektow budowlanych na terenach gorniczyych"). GIG, Katowice.
- Lagomarsino S., Giovinazzi S. (2006). Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Earthquake Engineering*, 4, 415–443.
- Lagomarsino S., Giovinazzi S., Podestà S. et Resemini S. (2003). Vulnerability assessment of historical and monumental buildings, Handbook. *RISK-UE, Work Package 5 An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns, Nice*.
- Lesage G. (1954). Etude des fondations. *Annales des mines de Belgique, Tome LIII, 4e livraison*, pp. 514-527.
- McGuire R.K. (2004). Seismic Hazard and risk analysis. *EERI Earthquake Engineering research Institute*.
- National Coal Board. (1975). Subsidence engineering handbook.
- Neuhaus E. H. (1965). A.B.C. de la construction des maisons d'habitation en zones d'affaissements miniers. *Editions Eyrolles*, traduit par Soots.
- Potts D.M. et Addenbrooke T.I. (1997). A structure's influence on tunnelling-induced ground movements, *Proc. Incln. Civ. Engng*, 125, 109 - 125.
- Proust A. (1964). Etude sur les affaissements miniers dans le bassin du nord et du pas de calais. *Revue de l'industrie minière*, Vol.64, pp. 6-13
- Reddish D.J., Yao X.L., et Waller M.D. (1994) Computerized prediction of subsidence over oil and gas fields. *society of petroleum engineering* , no. 28105.
- Reese S., Cousins W.J., Power W.L., Palmer N.G., Tejakusuma I. G. et Nugrahadi S. (2007). Tsunami vulnerability of buildings and people in South Java – field observations after the July 2006 Java tsunami, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 7, 573–589.
- Ronald T.E. et Hope A.S. (2008). Loss Estimation models and metrics Risk Assessment. *modeling and Decision Support*, pp. 135-157
- Saeidi A., Deck O. et Verdel T. (2008). Development of a simulator of damage for evaluation of the vulnerability of buildings in subsidence zones – case study: Joeuf city. *Post Mining conference*, Nancy, France.
- Saeidi A., Deck O. et Verdel T. (2008). Developpement of buildings vulnerability functions in subsidence regions from empirical methods. *Damage Assessment and Reconstruction After Natural Disasters and Previous Military Activities*. Sarajevo, Bosnia and Herzegovina.
- Saeidi A., Deck O. et Verdel T. (2008). Développement d'un simulateur de dommages pour l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments en zone d'affaissement minier – application à la ville de Joeuf, AUGC, Nancy.
- Saeidi A., Deck O. et Verdel T. (2009). Développement de fonctions de vulnérabilité analytiques en zone d'affaissement minier, AUGC, St-Malo.
- Saeidi A., Deck O., Verdel T., (2009). Development of vulnerability functions in subsidence regions from empirical methods. *Engineering structure Journal*, doi:10.1016/j.engstruct.2009.04.010.

- Sheorey P.R., Loui J.P., Singh K.B. et Singh S.K. (2000). Ground subsidence observations and a modified influence function method for complete subsidence prediction. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37 pp.801-818
- Simonet F., (2001). Vulnérabilité du bâti ,Nondkeil, Commune d'Ottange. *Rapport 784 Nondkeil, Geoderis*, Metz, 4 Volumes.
- Son M. et Cording E.J. (2005). Estimation of building damage due to excavation-induced ground movements. *J. Geotech. Engng ASCE* 131, No. 2, 162-177.
- Son M. et Cording E.J. (2007). Evaluation of building stiffness for building response analysis to excavation-induced ground movements. *J. Geotech. Engng ASCE* 133, No. 8, 995-1002.
- Son M., Cording E.J. (2008). Numerical model tests of building response to excavation-induced ground movements. *Can. Geotech. J.* 45 : 1611-1621.
- Soots P. (1969). Le phénomène des affaissements miniers et la prévention de ses conséquences dommageables. *Cahiers du CSTB n°96*, cahier 836.
- Speck R.C. et Bruhn R.W. (1995). Non-Uniform Subsidence Ground Movement and Resulting Surface-Structure Damage. *Environmental and Engineering Geoscience*, Vol. 1, N°1, pp. 61-74.
- Spence R.J.S., Kelman I., Baxter P.J., Zuccaro G. et Petrazzuoli S. (2005). Residential building and occupant vulnerability to tephra fall. *Journal of Natural Hazards and Earth System Sciences*. 5 : 477-494.
- Sroka A. et Hejmanowski R. (2006) Subsidence prediction caused by the oil and gas development. *3rd IAG / 12th FIG Symposium, Baden*.
- Site Interenet de la ville de Joeuf. (2009). <http://www.ville-joeuf.fr/>
- Timoshenko S. (1957). Strength of material-part I, *D van Nostrand Co, Inc. London*.
- Wagner H. et Schumann E.H.R. (1991). Surface effect of total coal seam extractions by underground mining methods. *J.S.Afr.Inst.Min.Metal*. 91:221-231.
- Whittaker B.N. et Reddish D.J. (1989). Subsidences : Occurrence, Prediction, Control. *Editions Elsevier*.
- Wolfram S. (2008). Mathematica software version 6. *Wolfram Research, Inc., USA*.
- Yu Z., Karmis M., Jarosz A. et Haycocks C. (1988). Development of damage criteria for buildings affected by mining subsidence. *6<sup>th</sup> annual workshop generic mineral technology centre mine system design and ground control*. pp. 83-92.



## Annexe 1 :

- Variabilité des paramètres caractéristiques de chaque type pour une application des méthodes empiriques et le développement de fonctions de vulnérabilité.

**Tableau 50 : Variabilité des paramètres caractéristiques du type URM1. Dans ce tableau, les valeurs longueur, hauteur et rayon d'affaissement sont exprimées en mètres. Les autres paramètres, utilisés dans les méthodes pondérales, sont exprimés en nombre de points.**

Type de bâti	Méthode Empirique	Bâtiment											Terrain et affaissement				
		Longueur [m]	Hauteur [m]	Matériel	Rigidité	Fondation	Matériel de fondation	Forme	Parois des cave	Plancher de l'étage le plus bas	Linteaux	Protection	Autre éléments de construction	Condition	Etat technique du bâtiment	Terrain d'assise	Rayon de la Cuvette [m]
URM1	NCB (1975) or Wagner et Schümann (1991)	10-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Yu <i>et al.</i> (1988)	10-20	6-9	2	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100-500
	Dzegniuk <i>et al</i> (1997).	10-20	-	-	5-8	0-3	-	0-3	-	-	-	5-6	-	8-12	-	8-12	-
	Kwiatk (1998)	10-20	-	-	-	6-8	4	0-3	3	3	2-3	12-15	2-4	0-2	2-5	4-8	-

**Tableau 51 : Variabilité des paramètres caractéristiques du type URM2. Dans ce tableau, les valeurs longueur, hauteur et rayon d'affaissement sont exprimées en mètres. Les autres paramètres, utilisés dans les méthodes pondérales, sont exprimés en nombre de points.**

Type de bâti	Méthode Empirique	Bâtiment											Terrain et affaissement				
		Longueur [m]	Hauteur [m]	Matériel	Rigidité	Fondation	Matériel de fondation	Forme	Parois des cave	Plancher de l'étage le plus bas	Linteaux	Protection	Autre éléments de construction	Condition	Etat technique du bâtiment	Terrain d'assise	Rayon de la Cuvette [m]
URM2	NCB (1975) or Wagner et Schümann (1991)	10-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Yu <i>et al.</i> (1988)	10-20	6-8	2	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100-500
	Dzegniuk <i>et al</i> (1997).	10-20	-	-	6-8	2-3	-	0-2	-	-	-	4-6	-	8-12	-	4-12	-
	Kwiatek (1998)	10-20	-	-	-	2-5	3-4	0-2	2-3	3-4	3-5	8-10	2-4	1-3	2-5	4-8	-

**Tableau 52 : Variabilité des paramètres caractéristiques du type URM3. Dans ce tableau, les valeurs longueur, hauteur et rayon d'affaissement sont exprimées en mètres. Les autres paramètres, utilisés dans les méthodes pondérales, sont exprimés en nombre de points.**

Type de bâti	Méthode Empirique	Bâtiment														Terrain et affaissement	
		Longueur [m]	Hauteur [m]	Matériel	Rigidité	Fondation	Matériel de fondation	Forme	Parois des cave	Plancher de l'étage le plus bas	Linteaux	Protection	Autre éléments de construction	Condition	Etat technique du bâtiment	Terrain d'assise	Rayon de la Cuvette [m]
URM3	NCB (1975) or Wagner et Schümann (1991)	20-30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Yu <i>et al.</i> (1988)	20-30	7-9	2	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100-500
	Dzegniuk <i>et al</i> (1997).	20-30	-	-	6-8	3-5	-	4-9	-	-	-	2-4	-	8-12	-	0-12	-
	Kwiatek (1998)	20-30	-	-	-	3-5	3-4	6-9	2-3	3-4	3-5	8-10	2-4	1-3	2-5	0-10	-

**Tableau 53 : Variabilité des paramètres caractéristiques du type RM1. Dans ce tableau, les valeurs longueur, hauteur et rayon d'affaissement sont exprimées en mètres. Les autres paramètres, utilisés dans les méthodes pondérales, sont exprimés en nombre de points.**

Type de bâti	Méthode Empirique	Bâtiment														Terrain et affaissement	
		Longueur [m]	Hauteur [m]	Matériel	Rigidité	Fondation	Matériel de fondation	Forme	Parois des cave	Plancher de l'étage le plus bas	Linteaux	Protection	Autre éléments de construction	Condition	Etat technique du bâtiment	Terrain d'assise	Rayon de la Cuvette [m]
RM1	NCB (1975) or Wagner et Schümann (1991)	10-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Yu <i>et al.</i> (1988)	10-20	8-10	1	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100-500
	Dzegniuk <i>et al</i> (1997).	10-20	-	-	2-5	0-3	-	1-4	-	-	-	1-2	-	2-8	-	8-12	-
	Kwiatek (1998)	10-20	-	-	-	0-2	2-3	3-5	1-3	0-2	2-3	8-10	1-3	1-3	2-5	4-8	-

- **Matrices de probabilité de dommages pour les 4 types de bâtiments en Lorraine**

**Tableau 54. DPM pour le type URM1**

$\varepsilon$ [mm/m] P[D <sub>i</sub> ]	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	>9
P[D <sub>1</sub> ] [%]	100	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>2</sub> ] [%]	0	98	98	100	100	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>3</sub> ] [%]	0	0	0	0	0	98	100	82	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>4</sub> ] [%]	0	0	0	0	0	0	0	18	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Total cumulate	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

**Tableau 55. DPM pour le type URM2**

$\varepsilon$ [mm/m] P[D <sub>i</sub> ]	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	>9
P[D <sub>1</sub> ] [%]	100	90	90	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>2</sub> ] [%]	0	10	10	100	100	10	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>3</sub> ] [%]	0	0	0	0	0	90	97	6	6	6	4	4	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>4</sub> ] [%]	0	0	0	0	0	0	0	94	94	94	96	96	100	100	100	100	100	100	100
Total cumulate	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

**Tableau 56. DPM pour le type URM3**

$\varepsilon$ [mm/m] P[D <sub>i</sub> ]	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	>9
P[D <sub>1</sub> ] [%]	100	100	83	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>2</sub> ] [%]	0	0	17	100	100	56	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

P[D <sub>3</sub> ] [%]	0	0	0	0	0	0	44	82	100	100	100	100	100	83	56	37	28	8	0	0
P[D <sub>4</sub> ] [%]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	17	44	63	72	92	100	100	100
Total cumulate	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Tableau 57. DPM pour le type RM1

$\varepsilon$ [mm/m]	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	>9
P[D <sub>1</sub> ] [%]	100	90	90	52	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>2</sub> ] [%]	0	10	10	48	100	90	6	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>3</sub> ] [%]	0	0	0	0	0	10	94	88	7	7	5	3	0	0	0	0	0	0	0
P[D <sub>4</sub> ] [%]	0	0	0	0	0	0	6	93	93	95	97	100	100	100	100	100	100	100	100
Total cumulate	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

• Courbes de fragilité pour les 4 types de bâtiments en Lorraine

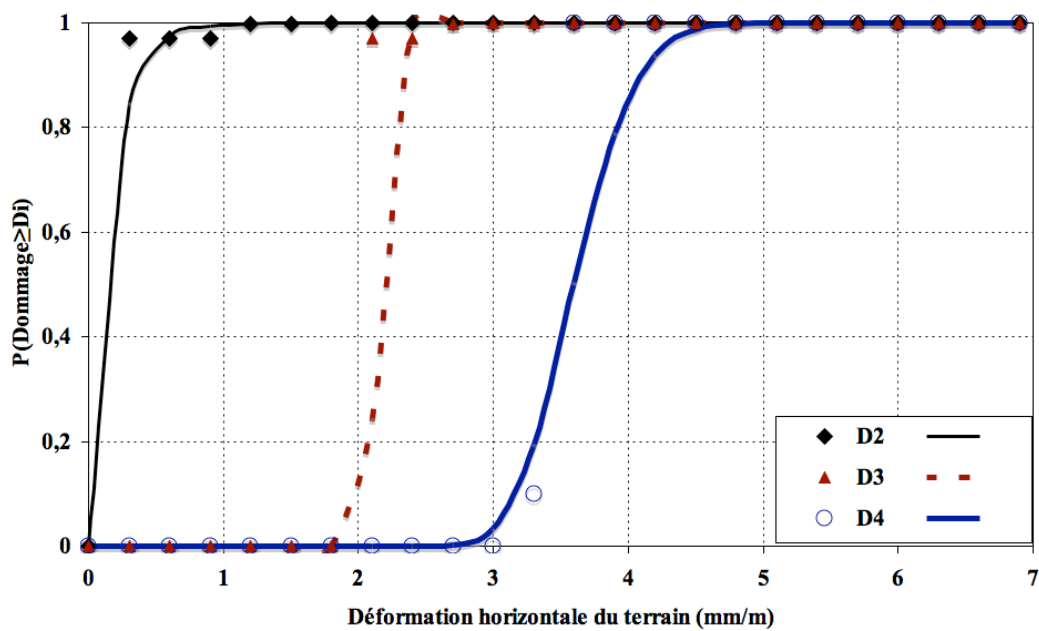


Figure 98. Courbes de fragilité pour le type URM1

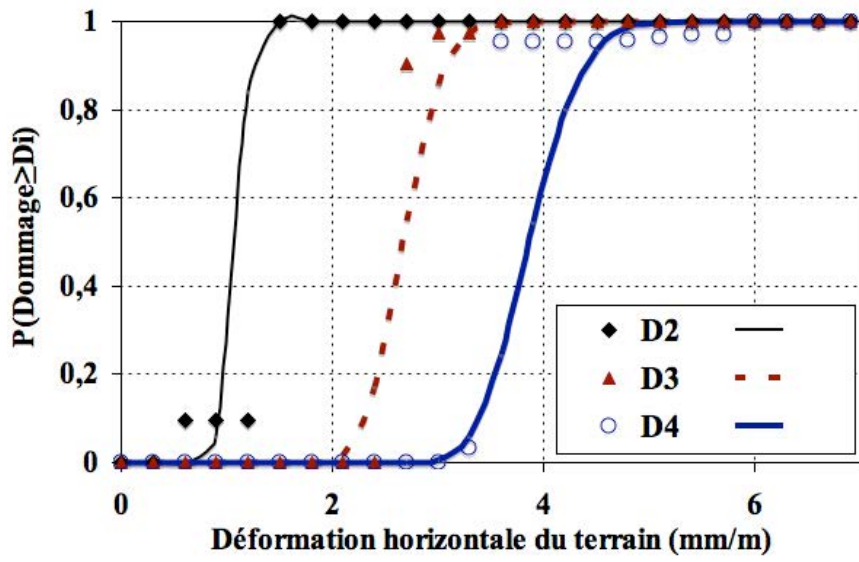


Figure 99. Courbes de fragilité pour le type URM2.

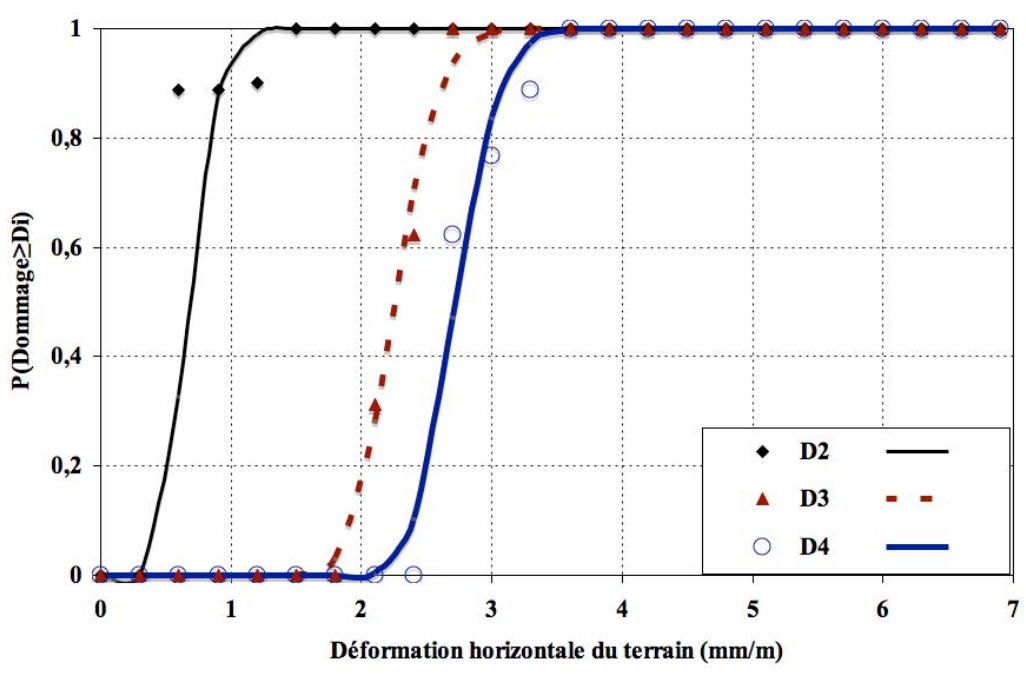


Figure 100. Courbes de fragilité pour le type URM3.

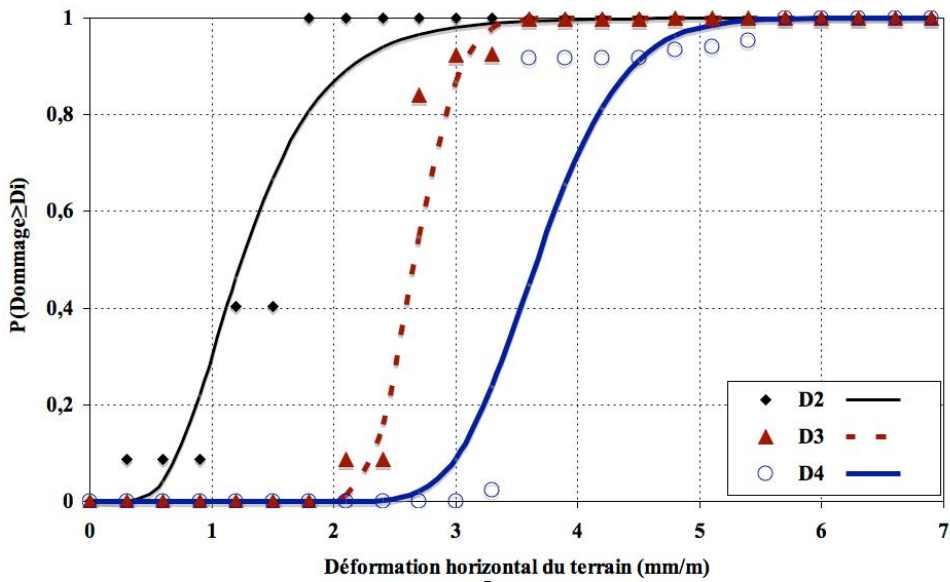


Figure 101. Courbes de fragilité pour le type RM1.

- Résultats d'une analyse de sensibilité sur les valeurs de  $\mu$  et  $\sigma$  pour les courbes de fragilité

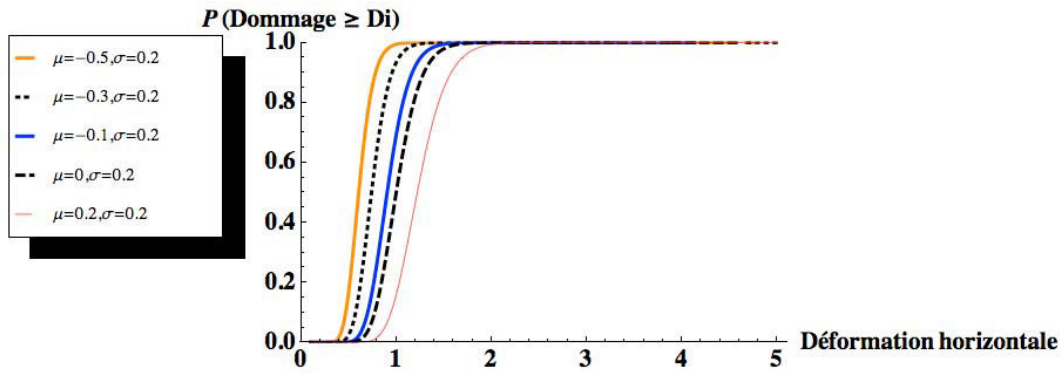


Figure 102. Résultats d'analyse de sensibilité pour une valeur constante de  $\beta$  et différentes valeurs de  $\mu$ .

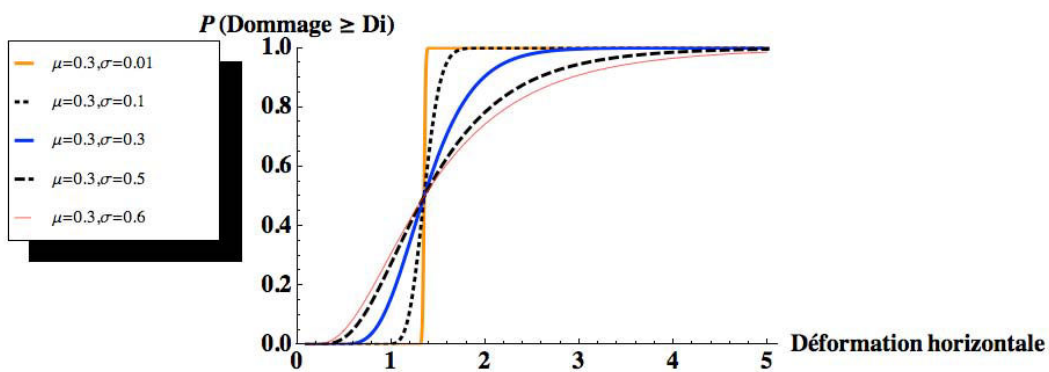


Figure 103. Résultats d'analyse de sensibilité pour une valeur constante de  $\mu$  et différentes valeurs de  $\sigma$ .



- **Base de données des bâtiments situés dans les zones d'affaissements en Lorraine.**

Dans ces bases :

*REF* : identification de bâtiment

*ADEF* : Amplitude de la déformation horizontale du terrain (entre 0 et 1).

*CLA Analytique* : niveau de dommages sur une échelle à 5 niveaux – pour validation des fonctions de vulnérabilité analytiques.

*CLA Empirique* : niveau de dommages sur une échelle à 4 niveaux – pour validation des fonctions de vulnérabilité empiriques.

$\epsilon_{\max}$  : Déformation horizontale du terrain dans chaque cuvette (estimé par la relation  $\epsilon_{\max} = K \cdot A_m / H$ )

**Tableau 58. Base de données de dommages observés à Moutier-Haut**

REF	ADEF	D H (mm) $\epsilon_{\max}=13,8$ mm	CLA Analytique	CLA Empirique
m5	0,09	1,242	4	4
m6	0,13	1,794	0	1
m7	0,39	5,382	4	4
m8	0	0	0	1
m9	0,65	8,97	4	4
m10	0,91	12,558	4	4
m11	0,78	10,764	0	1
m12	0,25	3,45	4	4
m13	0,21	2,898	3	3
m14	0,13	1,794	0	1
m15	0,43	5,934	4	4
m16	0,63	8,694	4	4
m17	0,81	11,178	4	4
m18	0,22	3,036	2	2
m19	0,38	5,244	3	3
m20	0,47	6,486	4	4
m21	0,63	8,694	3	3
m22	0,82	11,316	4	4
m23	1	13,8	4	4
m24	0,7	9,66	4	4
m25	0,25	3,45	4	4
m26	0,69	9,522	4	4
m27	0,46	6,348	3	3
m28	0,06	0,828	2	2
m29	0,53	7,314	3	3
m30	0,53	7,314	4	4
m31	0,31	4,278	4	4
m32	0,2	2,76	4	4
m33	0,85	11,73	4	4
m34	0,7	9,66	3	3
m35	0,7	9,66	3	3
m36	0,61	8,418	3	3
m37	0,63	8,694	2	2
m39	0,4	5,52	3	3
m40	0,1	1,38	0	1
m41	0,76	10,488	3	3
m42	0,33	4,554	3	3
m43	0,17	2,346	0	1
m44	0,8	11,04	0	1
m45	0	0	0	1
m46	0,13	1,794	3	3
m47	0,63	8,694	4	4
m48	0,24	3,312	4	4

m51	0,9	12,42	4	4
m52	0,15	2,07	4	4
m53	0,97	13,386	4	4
m54	0	0	0	1
m55	0,97	13,386	4	4
m56	0	0	3	3
m57	0	0	0	1
m58	0,03	0,414	2	2
m59	0,72	9,936	4	4
m60	0,55	7,59	4	4
m61	0	0	2	2
m62		0	0	1
m63	0,1	1,38	0	1
m64	0,1	1,38	3	3
m65	0,36	4,968	4	4
m66	0,94	12,972	4	4
m67	0,9	12,42	4	4
m68	0,14	1,932	2	2
m69	0,29	4,002	4	4
m70	0,93	12,834	4	4
m71	0,93	12,834	4	4
m72	0	0	2	2
m73	0,2	2,76	0	1
m74	0,28	3,864	3	3
m75	0,17	2,346	0	1
m76	0,83	11,454	4	4
m77	0,58	8,004	4	4
m78	0,21	2,898	0	1
m79	0,08	1,104	0	1
m80	0,14	1,932	2	2
m81	0	0	0	1
m82	0	0	0	1
m89	0,1	1,38	2	2
m90	0	0	2	2
m91	0	0	0	1
m103		0	0	1
m104	0	0	2	2
m105	0	0	2	2
m106	0	0	2	2
m107	0	0	2	2
m115	0,23	3,174	3	3
m116	0,15	2,07	3	3
m117	0	0	2	2
m118	0	0	2	2
m119	0	0	2	2
m120	0	0	2	2

**Tableau 59. Base de données des dommages observés à Moutier-Stade**

REF	ADEF	D H (mm)	CLA Analytique	CLA Empirique
m81	0,4	1,88	2	2
m83	0,67	3,149	3	3
m84	0,78	3,666	2	2
m85	0,89	4,183	2	2
m86	0,97	4,559	2	2
m87	0,32	1,504	3	3
m91	0,08	0,376	3	3
m92	0,44	2,068	2	2
m93	0,63	2,961	3	3
m94	0,75	3,525	2	2
m95	0,89	4,183	3	3
m96	0,79	3,713	3	3
m97	0,36	1,692	3	3

m99	0,17	0,799	2	2
m100	0,78	3,666	2	2
m101	0,92	4,324	3	3
m102	0,25	1,175	3	3
m108	0	0	2	2
m109	0	0	3	3
m110	0	0	2	2
m112	0	0	3	3
m113	0,31	1,457	3	3
m114	0,58	2,726	3	3
m121	0	0	3	3
m122	0	0	2	2
m123	0	0	2	2
m124	0	0	3	3
m125	0	0	3	3
m132	0,35	1,645	2	2
m133	0,44	2,068	3	3
m134	0,64	3,008	3	3
m140	0	0	2	2
m141	0	0	2	2
m142	0	0	2	2
m143	0	0	2	2
m144	0,29	1,363	3	3
m147	0	0	2	2
m150	0,95	4,465	3	3
m157	0,95	4,465	3	3
m161	0,32	1,504	2	2
m82	0,4	1,88	0	1
m88	0,26	1,222	0	1
m135	0,76	3,572	0	1
m136	0,42	1,974	0	1
m137	0,76	3,572	0	1
m146	0,32	1,504	0	1
m151	0,4	1,88	0	1
m152	0,8	3,76	0	1
m153	0,85	3,995	0	1
m154	0,9	4,23	0	1
m155	0,49	2,303	0	1
m156	0,06	0,282	0	1
m158	0,4	1,88	0	1
m159	0,25	1,175	0	1
m160	0,35	1,645	0	1
m162	0,2	0,94	0	1
m163	0,2	0,94	0	1
m164	0,2	0,94	0	1
m165	0,2	0,94	0	1
m166	0,2	0,94	0	1
m167	0,2	0,94	0	1
m168	0,2	0,94	0	1

**Tableau 60. Base de données des dommages observés à Roncourt**

REF	ADEF	D H (mm)	CLA Analytique	CLA Empirique
r1	0,235	1,222	2	2
r2	0,917	4,7684	3	3
r3	0,472	2,4544	2	2
r4	0,255	1,326	2	2
r5	0,16	0,832	3	3
r6	0,548	2,8496	3	3
r7	0,993	5,1636	3	3
r8	0,476	2,4752	3	3
r9	0,559	2,9068	4	4
r10	0,16	0,832	2	2

r11	0,696	3,6192	3	3
r12	0	0	2	2
r13	0,319	1,6588	2	2
r1n	0,3	1,56	0	1
r2n	0,55	2,86	0	1
r5n	0,05	0,26	0	1
r6n	0,22	1,144	0	1
r10n	0,05	0,26	0	1
r18	0,27	1,404	0	1
r18b	0,6	3,12	0	1
r20	0,65	3,38	0	1
r21	0,6	3,12	0	1
r24	0,21	1,092	0	1
r25n	0,85	4,42	0	1
r26n	0,7	3,64	0	1
r14	0,16	0,832	0	1
r16	0,16	0,832	0	1

## Annexe 2

### A Bibliographie sur les méthodes analytiques pour l'évaluation des dommages en zone d'affaissement minier.

#### A.1 La méthode de Boscardin et Cording

##### A.1.1 Principes et hypothèses

Boscardin et Cording considèrent l'hypothèse selon laquelle les bâtiments peuvent être modélisés par une poutre élastique de longueur L, hauteur H et de paramètres mécanique E et G afin de calculer des courbes de dommage. La méthodologie est la même celle de Burland (1995) avec néanmoins quelques différences, comme l'utilisation du paramètre d'angle de distorsion ( $\gamma$ ) au lieu du paramètre de déflexion ( $\Delta$ ).

Ils considèrent un coefficient de Poisson  $\nu = 0.3$ , soit  $E/G = 2.6$ . En conséquence, les relations entre la déflexion et les déformations associées au moment fléchissant  $\varepsilon_{bmax}$  et à l'effort tranchant  $\varepsilon_{dmax}$  (Équation 23 et Équation 33 en chapitre 3) sont converties en Équation 58 et Équation 59.

$$\text{Équation 58} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ 0.083 \frac{L}{H} + 1.3 \frac{H}{L} \right] \varepsilon_{bmax}$$

$$\text{Équation 59} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ 0.064 \frac{L^2}{H^2} + 1 \right] \varepsilon_{dmax}$$

Boscardin et Cording (1989) ont considéré l'effet de la déformation horizontale du terrain  $\varepsilon_h$  en imposant cette déformation à la poutre. Pour calculer la déformation maximale associée au moment fléchissant  $\varepsilon_{crb}$ , ils utilisent la relation  $\varepsilon_{crb} = \varepsilon_{bmax} + \varepsilon_h$ . Pour calculer la déformation maximale associée à l'effort tranchant  $\varepsilon_{crd}$ , ils utilisent la méthode suivante :

L'intensité de la déformation normale à une facette orientée d'un angle  $\theta$  avec l'axe de x (Figure 104) peut être déterminée à partir de l'Équation 60.

$$\text{Équation 60} \quad \varepsilon_{\theta} = \varepsilon_x \cdot \text{Cos}^2(\theta) + \varepsilon_y \cdot \text{Sin}^2(\theta) + \gamma_{xy} \text{Sin}(\theta) \cdot \text{Cos}(\theta)$$

Boscardin et Cording (1989) considèrent que  $\varepsilon_x = \varepsilon_h$ ,  $\varepsilon_y = 0$  et  $\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{dmax}$  (Figure 104). Ils ont donc négligé l'effet de la déformation horizontale sur la déformation verticale, alors que Burland (1995) ont considéré cette effet ( $\varepsilon_y = \nu\varepsilon_h$ ). L'Équation 60 est alors transformée selon l'Équation 61.

$$\text{Équation 61} \quad \varepsilon_{\theta} = \varepsilon_h \cdot \text{Cos}^2(\theta) + 2\varepsilon_{dmax} \text{Sin}(\theta) \cdot \text{Cos}(\theta)$$

La valeur maximale de la déformation normale (déformation critique) est alors calculée selon l'Équation 62.

$$\text{Équation 62} \quad \varepsilon_{crit} = \varepsilon_{max} = \varepsilon_h \cdot \text{Cos}^2(\theta_{max}) + 2\varepsilon_{dmax} \text{Sin}(\theta_{max}) \cdot \text{Cos}(\theta_{max})$$

avec  $\theta_{max}$  calculé par l'Équation 63.

$$\text{Équation 63} \quad \theta_{max} = \frac{1}{2} \cdot \text{Tan}^{-1} \left( \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \right) = \frac{1}{2} \cdot \text{Tan}^{-1} \left( \frac{2\varepsilon_{dmax}}{\varepsilon_h} \right)$$

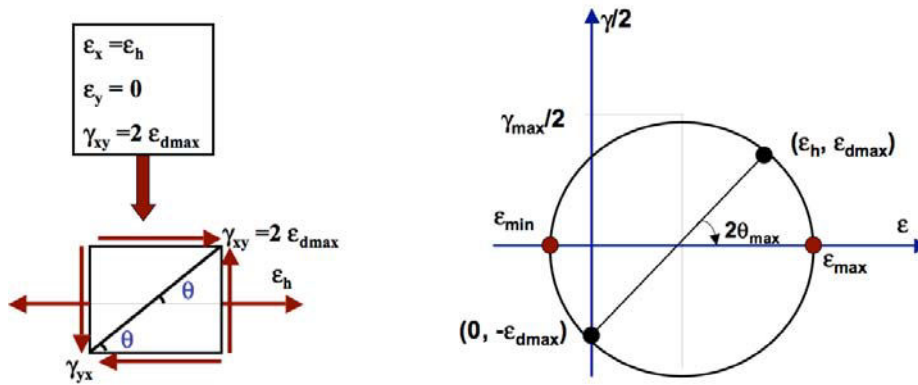


Figure 104. Représentation des déformations associées à l'effort tranchant et à la déformation horizontale de terrain afin de calculer la déformation normale maximale.

Dans le cas d'une prise en compte de la déformation horizontale du terrain, les Équation 58 et Équation 59 se réécrivent sous la forme des Équation 64 et Équation 65.

$$\text{Équation 64} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ 0.083 \frac{L}{H} + 1.3 \frac{H}{L} \right] (\epsilon_{crit} - \epsilon_h)$$

$$\text{Équation 65} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ 0.064 \frac{L^2}{H^2} + 1 \right] \cdot \left[ \frac{\epsilon_{crit} - \epsilon_h \cos^2(\theta_{max})}{2 \cos(\theta_{max}) \sin(\theta_{max})} \right]$$

La méthode utilisée par Boscardin et Cording(1989) aboutit au même résultat que celui, plus simple à utiliser, de l'Équation 65. Ainsi, avec les conditions  $\epsilon_x = \epsilon_h$ ,  $\epsilon_y = 0$ ,  $\gamma_{xy} = 2\epsilon_{dmax}$ , on obtient :

$$\text{Équation 66} \quad \epsilon_{crit} = \frac{\epsilon_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\epsilon_h}{2}\right)^2 + (\epsilon_{dmax})^2}$$

L'association de l'Équation 66 avec l'Équation 59 permet d'obtenir la relation entre la déflexion et la déformation horizontale transmise au bâti et la déformation normale maximale ( $\epsilon_{crit}$ ).

$$\text{Équation 67} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ 0.064 \frac{L^2}{H^2} + 1 \right] \cdot \sqrt{\epsilon_{crit}^2 - \epsilon_{crit} \cdot \epsilon_h}$$

### A.1.2 Calcul du paramètre d'angle de distorsion

Boscardin et Cording(1989) utilisent le paramètre d'angle de distorsion ( $\beta$ ) (Figure 105) au lieu du paramètre de déflexion relative  $\Delta/L$ . Pour calculer ce paramètre il existe deux solutions. La première est une solution analytique basée sur l'utilisation de la théorie des poutres et la deuxième est basée sur des considérations géométriques. La solution utilisée par Boscardin et Cording(1989) est la première solution.

a) Calcul du paramètre d'angle de distorsion basé sur la théorie des poutres

Pour calculer ce paramètre, on utilise la théorie des poutres (Équation 19 chapitre 3 et Figure 105). L'angle de distorsion se calcule selon l'Équation 68.

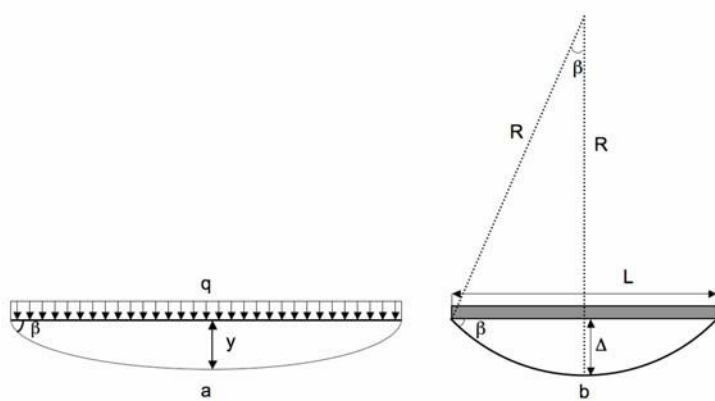
$$\text{Équation 68} \quad \beta = \frac{\delta y}{\delta x}$$

Pour une poutre de section  $A = H*1$  sollicitée par un moment fléchissant  $M$  correspondant à une charge uniformément répartie ou ponctuelle sur une poutre sur deux appuis (Équation 69 pour une charge uniforme répartie), on obtient une valeur maximale de  $\beta$  en  $x = 0$ . Par intégration de l'équation

1 (chapitre 3) et en considérant la condition limite  $\frac{\delta y}{\delta x} = 0$  pour  $x = L/2$ , on obtient la valeur de  $\beta_{Max}$  (Équation 70).

$$\text{Équation 69} \quad M = \frac{qL}{2}x - \frac{q}{2}x^2$$

$$\text{Équation 70} \quad \beta_{Max} = \frac{3qL}{4GH} + \frac{qL^3}{24}$$



**Figure 105. Définition de l'angle de distorsion dans la poutre a) théorie de poutre b) utilisation de géométrie**

Pour trouver la relation entre les deux paramètres  $\beta$  et  $\Delta/L$ , on utilise les Équation 20 (chapitre 3) et Équation 70 on supprime le paramètre  $q$  entre les deux équation (Équation 71).

$$\text{Équation 71} \quad \frac{\beta}{(\Delta/L)} = 3.2 \left[ \frac{1 + \frac{18EI}{L^2HG}}{1 + \frac{144EI}{10L^2HG}} \right]$$

Pour une charge ponctuelle, on obtient (Équation 72) :

$$\text{Équation 72} \quad \frac{\beta}{(\Delta/L)} = 3 \left[ \frac{1 + \frac{12EI}{L^2HG}}{1 + \frac{18EI}{L^2HG}} \right]$$

b) *Calcul du paramètre d'angle de distorsion basé sur des considérations géométriques*

On peut calculer une relation entre l'angle de distorsion, la longueur ( $L$ ) et le rayon de courbure de bâti ( $R$ ) en supposant une courbure circulaire (Figure 105-b). L'angle de distorsion du bâtiment est très petit et on peut écrire que :

$$\text{Équation 73} \quad \left. \begin{array}{l} \sin(\beta) = \frac{L}{2R} \\ \sin(\beta) \cong \beta \end{array} \right\} \beta = \frac{L}{2R}$$

Par ailleurs la Figure 105-b permet d'écrire que la valeur de la déflexion est égale à :

$$\text{Équation 74} \quad \Delta = R - R \cdot \cos(\beta)$$

En considérant un développement limité d'ordre 2 de  $\cos(\beta)$  (Équation 75) et en combinant les Équation 73 et , on obtient le résultat cherché (Équation 76).

$$\text{Équation 75} \quad \cos(\beta) = 1 - \frac{\beta^2}{2!} + \frac{\beta^4}{4!} - \dots \Rightarrow \cos(\beta) = 1 - \frac{\beta^2}{2!}$$

$$\text{Équation 76} \quad \Delta = \frac{L^2}{8R} \quad \text{ou} \quad \frac{\beta}{\Delta/L} = 4$$

c) Analyse de sensibilité sur le paramètre  $\beta/(\Delta/L)$

On a fait une analyse de sensibilité sur le ratio  $\beta/(\Delta/L)$  en considérant différentes valeurs de L/H et différentes localisations de la fibre neutre. Les résultats sont présentés sur la Figure 106.

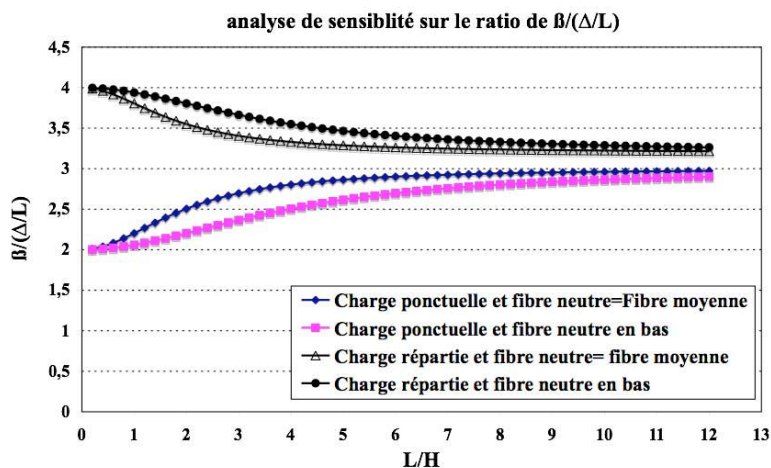


Figure 106. Analyse de sensibilité sur le ratio  $\beta/(\Delta/L)$

La Figure 106 montre que quelles que soient les valeurs de L/H, le ratio de  $\beta/(\Delta/L)$  est entre 3 et 4 si on considère une charge répartie, et entre 2 et 3 si on considère une charge ponctuelle. Et si on compare avec la valeur obtenue avec l'analyse géométrique (Équation 76) on voit que l'hypothèse d'une charge uniforme est plus proche de cette valeur par rapport à l'hypothèse d'une charge ponctuelle. On observe également qu'avec l'augmentation du ratio L/H, la valeur de  $\beta/(\Delta/L)$  tend vers 3.

### A.1.3 Définition des valeurs seuils de la déformation horizontale

De la même manière que Burland et Worth (1974), Boscardin et Cording(1989) ont utilisé des valeurs seuil de la déformation horizontale pour définir les classes de dommage dans les bâtiments (Tableau 24 chapitre 2). Ce tableau sert de référence pour de nombreuses autres méthodes (Boone (1996), Boone *et al.* (1999), Finno *et al.* 2005 et etc.). Pour compléter ce tableau, Boscardin et Cording ont utilisé les valeurs de 0,0005 et 0,00075 proposées par Burland et Worth (1974) et Polshin et Tokar(1957) pour la classe de dommage très léger. 0,0015 est la borne supérieure pour les dommages légers à laquelle correspond la valeur de l'angle de distorsion de 1/300 proposée par Skempton et MacDonald (1956) lorsque la déformation horizontale transmise par le terrain est nulle. Boscardin et Cording proposent la valeur de 0,003 pour la borne supérieure des dommages modérés à l'aide de la valeur  $\beta=1/150$  proposée par Skempton et Macdonald (1956) et Bjerrum(1963). En revanche, ils n'ont pas trouvé de valeur pour séparer les dommages sévères et très sévères.

### A.1.4 Détermination des courbes de dommage par la méthode de Boscardin et Cording

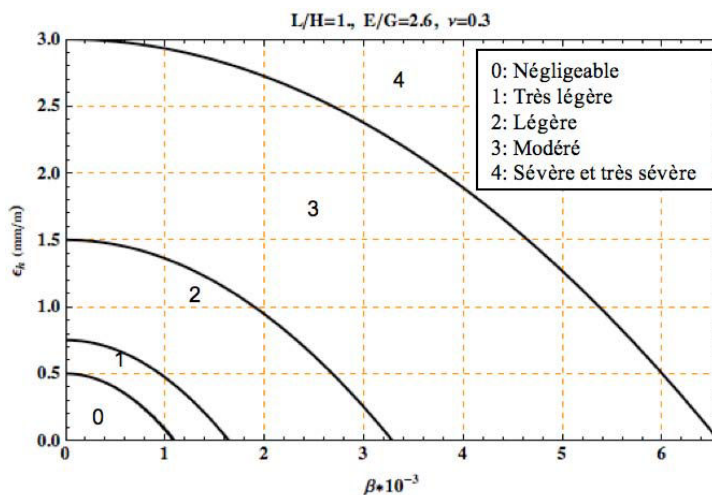
Boscardin et Cording(1989) ont considéré seulement les déformations associées à l'effort tranchant pour tracer les courbes de dommage des bâtiments en maçonnerie (Équation 67), alors que Burland considère les déformations associées au moment fléchissant et à l'effort tranchant. La procédure pour



tracer les courbes de dommages est identique à celle de Burland. Ils considèrent par ailleurs les hypothèses suivantes :

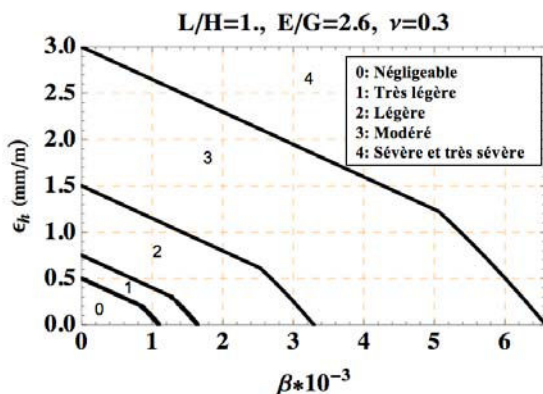
- fibre neutre en bas de la poutre ;
- $L/H = 1$  ;
- Modèle de poutre avec une charge ponctuelle.

La Figure 107, montre les courbes d'évaluation de dommage obtenues.



**Figure 107. Les courbes de dommage selon la méthode de Boscardin et Cording (avec  $\epsilon_y = 0$  ce qui est discutable et en ne considérant que la déformation liée à l'effort tranchant ce qui est également discutable)**

Boscardin et Cording ne considèrent pas l'influence du moment fléchissant. Pour appréhender les conséquences de cette hypothèse, nous avons tracé les courbes de dommage obtenues en tenant compte de cette influence (Figure 108). La comparaison des Figure 107 et Figure 108 montre que l'hypothèse de Boscardin et Cording n'est finalement pas sécuritaire car les dommages sont sous-estimés.



**Figure 108. Courbes de dommage selon la méthode de Boscardin et Cordin, avec  $\epsilon_y = 0$  et en considérant l'influence du moment fléchissant et de l'effort tranchant.**

Un autre sujet de discussion est la relation considérée entre  $\beta$  et  $\Delta/L$ . Pour étudier l'effet de cette relation sur les courbes de dommages on a tracé les courbe de dommage en considérant la relation analytique (Équation 72 et par Figure 109-a) ou la relation géométrique (Équation 76 et Figure 109-

b). On observe de grandes différences entre ces figures et le calcul par la méthode analytique est sécuritaire.

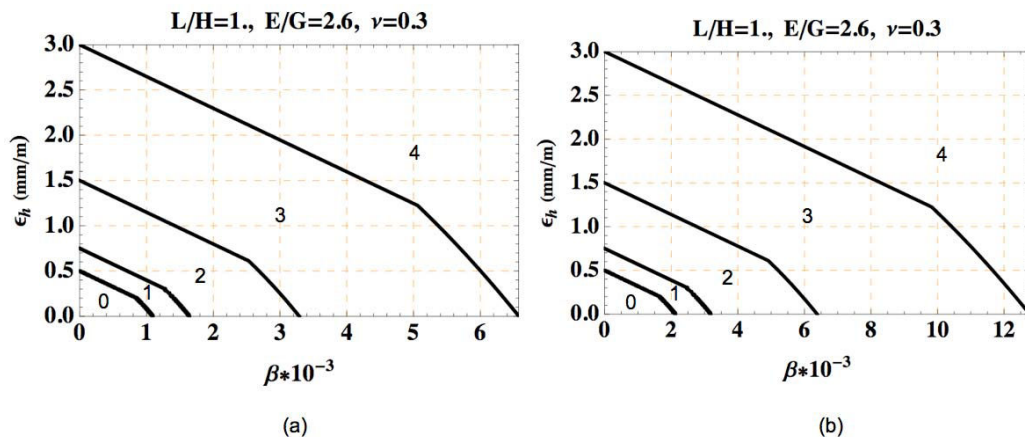


Figure 109. Comparaison des courbes de dommages en fonction de la relation choisie pour le ratio  $\beta/(\Delta/L)$   
a) calcul analytique (Équation 72) b) calcul géométrique  $\beta/(\Delta/L)=4$ .

## A.2 La méthode de Boone

### A.2.1 Principe et hypothèses

La méthode de Boone (1996) comme toutes les méthodes analytiques basées sur la théorie des poutres utilise la méthodologie de Burland et Worth (1974). Il lui a donné le nom de méthode de superposition.

La méthode de superposition modélise le bâti par une poutre épaisse avec une charge répartie et la fibre neutre est située au milieu de la poutre. Cette méthode considère trois modes de déformation (Figure 110) :

- Déformation associée au moment fléchissant ( $\epsilon_M$ ) ;
- Déformation associée au cisaillement ( $\gamma$ ) ;
- Déformation associée à l'extension directe ( $\epsilon_{le}$ ) qui correspond à l'effet de la déformation horizontale du terrain.

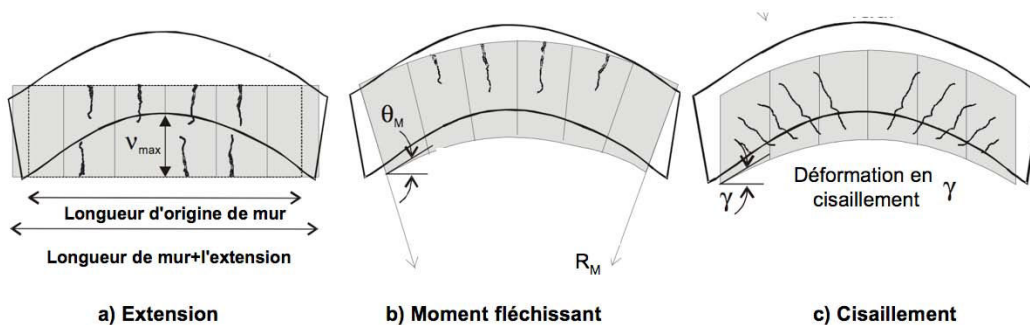


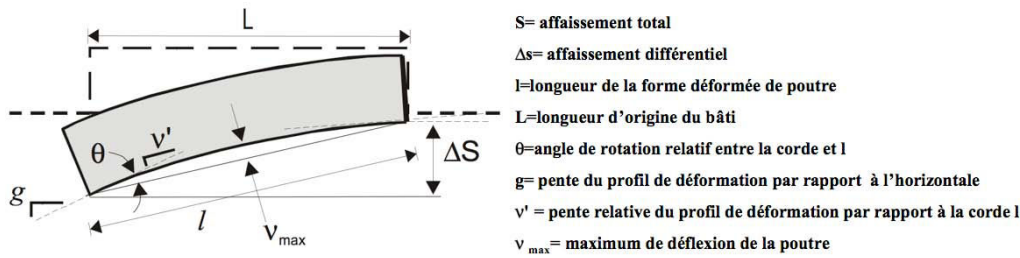
Figure 110. Trois modes de déformation selon la méthode de superposition.

Bonne (1996) calcule, comme la méthode de Burland (1995), la déformation associée au moment fléchissant et à l'effort tranchant en fonction de la déflexion imposée à la poutre. Ensuite, il calcule la largeur cumulée des fissures avec une méthodologie détaillée ci-après et dont il déduit la catégorie de dommage à l'aide du Tableau 15 chapitre 1.

La même méthodologie est appliquée à trois types de bâti : bâtiments en maçonnerie avec mur porteur, bâtiments avec ossature en béton armé et remplissage en maçonnerie et bâtiments avec ossature en acier et remplissage en maçonnerie.

### A.2.2 Détermination des dommages pour les bâtiments en maçonnerie avec mur porteur

La Figure 111 montre le schéma considéré par Boone pour les bâtiments avec mur porteur et les paramètres géométriques qu'il a considéré.



**Figure 111. Définition des paramètres géométriques pour les bâtis en maçonnerie avec mur porteur en zone d'affaissement.**

Boone (2001) considère les 11 étapes suivantes :

- ❖ Étape 1: Calcul du paramètre  $g$  (pente de l'affaissement) mathématiquement ou graphiquement
- ❖ Étape 2 : Calcul du paramètre d'inclinaison ou (tilt) qui est égal à  $\Delta S/L$  selon la Figure 111.
- ❖ Étape 3 : Calcul du paramètre de pente relative du profil de déformation par rapport à la corde  $l$  ( $v'$ ) à l'aide de l'Équation 77. Ce paramètre correspond à l'angle de distorsion (Figure 111)

Équation 77  $v' = \tan[\tan^{-1}(g) - \tan^{-1}(\text{tilt})]$

- ❖ Étape 4 : Calcul de la déflexion maximale (cf. Équation 76 avec  $v_{\max} = \Delta$  et  $v' = \beta$ ) à l'aide de l'Équation 78.

Équation 78  $v_{\max} = v' \cdot l / 4$

- ❖ Étape 5 : Calcul de la déflexion associée au moment fléchissant ( $v'_{(m)}$  ou  $v'_{\max(m)}$ ) à l'aide de l'Équation 79. Le calcul est identique à ceux de la méthode de Burland (1995) et Boscardin et Cording (1989).

Équation 79

$$v_{\max(m)} = \frac{v_{\max}}{1 + \frac{72 \cdot E \cdot I}{5 \cdot L^2 \cdot H \cdot G}} \quad \text{si} \begin{cases} E/G = 2,4 \\ I = H^3 / 12 \end{cases} \Rightarrow v_{\max(m)} = \frac{v_{\max}}{1 + 2,88H^2 / L^2}$$

$$v_{(m)} = \frac{v'}{1 + \frac{72 \cdot E \cdot I}{5 \cdot L^2 \cdot H \cdot G}} \quad v_{(m)} = \frac{v'}{1 + 2,88H^2 / L^2}$$

- ❖ Étape 6 : Calcul de la déflexion associée au cisaillement ( $v'_{(v)}$ ,  $v'_{\max(v)}$ ), puis de la déformation maximale en cisaillement ( $\gamma_{\max}$ ) à l'aide de l'Équation 80.

Équation 80  $v_{\max(v)} = v_{\max} - v_{\max(m)}$  et  $\gamma_{\max} = \tan^{-1}(v_{\max(v)})$   
 $v'_{(v)} = v' - v'_{(m)}$

- ❖ Étape 7 : Calcul du rayon de courbure associé au moment fléchissant (Figure 110), à l'aide d'Équation 81

Équation 81 
$$R_M = \frac{l}{2 \cdot \text{Sin}[\tan^{-1}(v'_{(M)})]}$$

- ❖ Étape 8 : Calcul de la déformation associée au moment fléchissant  $\varepsilon_M$  (Figure 112). Si L est la longueur d'origine du bâti et L' est la longueur du bâti après déformation, on peut dire que  $\varepsilon_M = (L'-L)/L$  et on peut calculer cette déformation avec l'Équation 82. En effet, la Figure 112 montre que  $(L'/(R_M+H/2)) = L/R_M$ .

Équation 82 
$$\varepsilon_M = H / (2R_M)$$

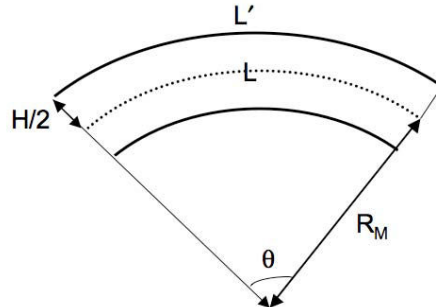


Figure 112. Définition de la déformation maximale associée au moment fléchissant ;  $\varepsilon_M=(L'-L)/L$ .

- ❖ Étape 9 : Calcul de la déformation d'extension ( $\varepsilon_{ie}$ ), (effet de la déformation horizontale du terrain ou  $\varepsilon_h$  dans les équations de Burland) selon l'Équation 83 et Figure 113. Comme on a expliqué le paramètre de  $\varepsilon_{ie}$  est identique de paramètre de  $\varepsilon_h$  dans la modèle de Burland et Boscardin et Cording.

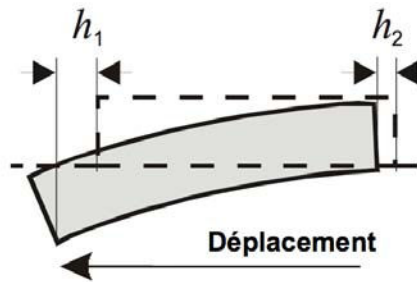


Figure 113. Déplacement horizontal dans la poutre

Équation 83 
$$\varepsilon_{ie} = (h_1 - h_2) / l$$

- ❖ Étape 10: Calcul de la déformation maximale en traction et déformation principale ( $\varepsilon_p$ )

Pour définir la largeur des fissures, Boone multiplie la déformation maximale en traction par une longueur qui diffère selon le mode de déformation considéré.

Pour les fissures verticales associées à la déformation longitudinale du bâtiment, il utilise la longueur d'origine de bâti (l dans la Figure 23 ou Figure 114). La déformation maximale en traction ( $\varepsilon_t$ ) est la somme de la déformation associée au moment fléchissant et celle associée à la déformation horizontale du bâti (Équation 84).

Équation 84 
$$\varepsilon_t = \varepsilon_M + \varepsilon_{ie}$$

Pour les fissures inclinées, associées à l'effort tranchant, Boone considère la longueur dans la direction de la déformation principale  $\varepsilon_p$  et il définit une longueur diagonal  $l_d$  (Équation 85 et Figure 114), avec  $\theta_p$  la direction principale calculé par l'Équation 63 ou Équation 86.

$$\text{Équation 85} \quad \text{Minimum de } \begin{cases} l_d = H / [\text{Sin}(\theta_p)] \\ l_d = 0,5l / \text{Cos}(\theta_p) \end{cases}$$

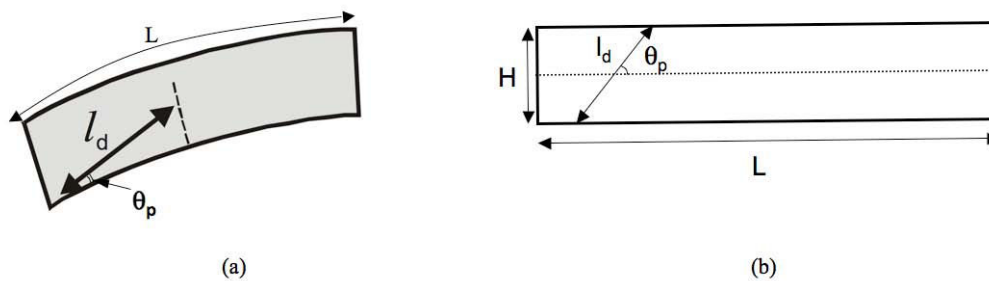
$$\text{Équation 86} \quad \theta_p = \tan^{-1}[\gamma / \varepsilon_t] / 2$$

La déformation principale peut être calculée en considérant  $\varepsilon_x = \varepsilon_t$ ,  $\varepsilon_y \approx 0$  et  $\gamma_{xy} = \gamma_{avg}$  qui est la déformation moyenne en cisaillement dans la direction  $\theta_p$  (direction de déformation en cisaillement maximale, Équation 63). La déformation en cisaillement varie de 0 au niveau des fibres supérieures et inférieures et  $\gamma_{max}$  sur la fibre neutre. Donc pour calculer la valeur de déformation maximale ( $\varepsilon_p$ , Équation 88), on utilise la valeur moyenne de la déformation en cisaillement (Équation 87).

$$\text{Équation 87} \quad \gamma_{avg} = \gamma_{max} / 2$$

La déformation principale est alors calculée avec l'Équation 88.

$$\text{Équation 88} \quad \varepsilon_p = \varepsilon_t / 2 + [(\varepsilon_t / 2)^2 + (\gamma_{avg} / 2)^2]^{1/2}$$



**Figure 114. Définition de la longueur à prendre en compte pour le calcul de l'ouverture des fissures, en fonction du mode de déformation considéré.**

❖ Étape 11 : Calcul de la largeur cumulée de fissures et de la catégorie de dommage

Boone (2001) calcule la largeur cumulée de fissures en multipliant la déformation par la longueur du bâti dans cette direction. Il considère une déformation critique  $\varepsilon_c$  à partir de laquelle la fissuration va commencer. En conséquence, si la déformation dans le bâti est inférieure à  $\varepsilon_c$ , il n'y a aucune fissure. D'après les valeurs seuils proposés par Burland et Worth (1974), la valeur de  $\varepsilon_c$  pour commencer la fissuration dans le bâti est égale de 0,5 mm/m.

Avec cette explication, Boone(2001) calcule la largeur de fissures en traction avec les Équation 89 pour les fissures verticales et l'Équation 90 pour les fissures inclinées.

$$\text{Équation 89} \quad C_t = \max(\varepsilon_t - \varepsilon_c, 0)l$$

$$\text{Équation 90} \quad C_p = \max(\varepsilon_p - \varepsilon_c, 0)l_d$$

La largeur des fissures, selon l'expérience de Boone (2001), est d'environ de 2/3 du maximum entre les deux valeurs  $C_t$  et  $C_p$ . Le Tableau 15 chapitre 1 est alors utilisé pour définir la catégorie de dommage.

### A.2.3 Détermination des dommages pour les bâtiments avec une ossature en béton armé et acier

Boone (2001) adapte la méthodologie utilisée pour les bâtiments en maçonnerie avec mur porteur au cas des structures avec ossature.

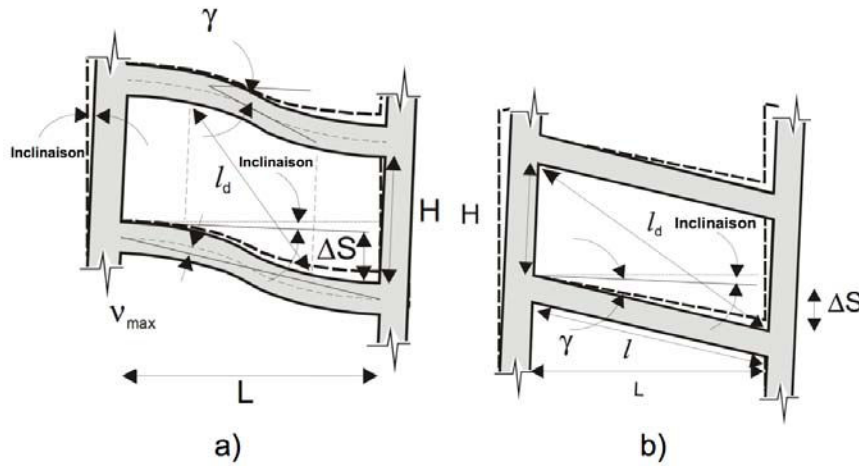


Figure 115. Les géométries de deux types de bâtiments a) bâti avec ossature en béton armé et remplissage en maçonnerie b) cadre acier avec remplissage en maçonnerie

- **Bâtiments avec ossature en béton armé et remplissage en maçonnerie**

Boone(1996) modélise les bâtiments composés d'une ossature BA par des poutres encastées dans les poteaux (Figure 115-a). Pour ce type de bâtiment, la déformation en flexion est nulle, et pour calculer la valeur de déformation maximale, il est suffisant de calculer la déformation en cisaillement ( $\gamma$ ) et en extension ( $\varepsilon_{ie}$ ). Pour calculer la largeur de fissure on utilise la même méthodologie que celle utilisée pour les bâtiments en maçonnerie. Les seules différences sont signalées dans l'Équation 91.

$$\gamma_{avg} = 1,5 \Delta S / L - \text{Inclinaison}$$

$$\text{Minimum de } l_d = 0,5l / (\text{Cos}(\theta_p)) \text{ ou } = H / \sin(\theta_p)$$

Équation 91

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{ie}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_t / 2 + [(\varepsilon_t / 2)^2 + (\gamma_{avg} / 2)^2]^{1/2}$$

$$C_t = \max(\varepsilon_t - \varepsilon_c, 0)l$$

$$C_p = \max(\varepsilon_p - \varepsilon_c, 0)l_d$$

- **bâtiments avec ossature en acier et remplissage en maçonnerie**

Pour ce type de bâtiment (Figure 115-b), on considère également que les déformations en flexion sont nulles et que la déformation en cisaillement est exactement égale à l'angle de distorsion (Skempton et MacDonald 1956). La valeur de largeur des fissures est alors calculée par l'Équation 92.

$$\gamma_{avg} = \gamma_{max}$$

$$\text{Minimum de } l_d = l / (\text{Cos}(\theta_p)) \text{ ou } = H / \sin(\theta_p)$$

Équation 92

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{ie}$$

$$\varepsilon_p \cong \varepsilon_t / 2 + [(\varepsilon_t / 2)^2 + (\gamma_{avg} / 2)^2]^{1/2}$$

$$C_t = \max(\varepsilon_t - \varepsilon_c, 0)l$$

$$C_p = \max(\varepsilon_p - \varepsilon_c, 0)l_d$$

### A.3 La méthode de Finno *et al.* (1995)

### A.3.1 Principe et hypothèses

Cette méthode est inspirée de la méthode de Burland (1995) et modélise un bâtiment à plusieurs étages par une poutre « stratifiée ». La Figure 116 présente le schéma du profil d'affaissement utilisé par Finno *et al.* (2005).

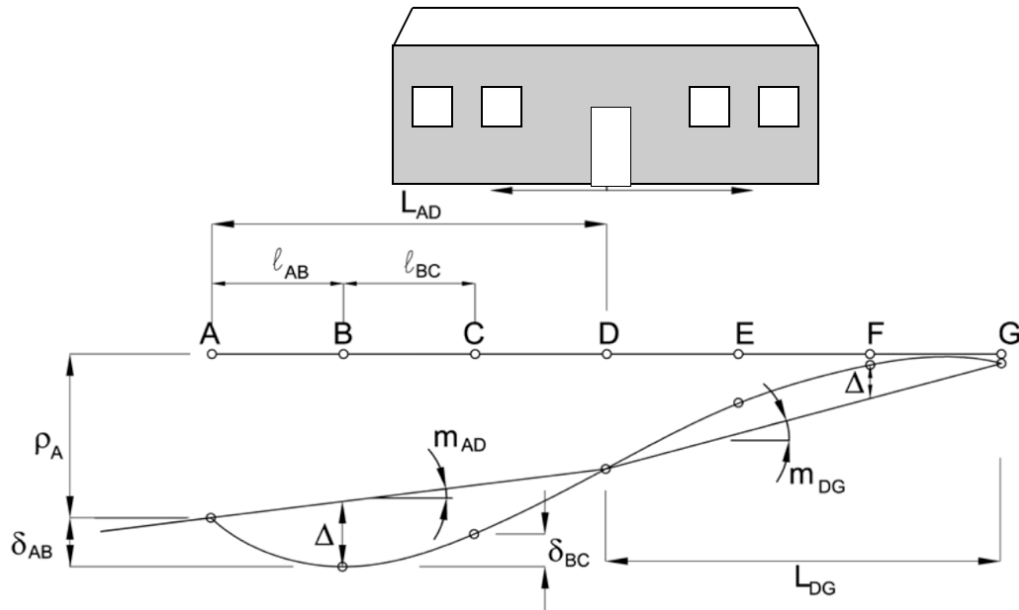


Figure 116. Schéma d'affaissement minier et paramètres utilisés dans méthode de Finno *et al.* (1995).

Dans cette figure  $\rho_i$  est la valeur de l'affaissement vertical au point  $i$  du profil d'affaissement,  $\delta_{ij}$  est la différence entre deux valeurs d'affaissement,  $l_{ij}$  est la distance entre deux point  $i,j$  et  $\delta_{ij}/l_{ij}$  est la distorsion entre deux point  $i,j$ . Le point d'inflexion D sépare les deux modes de déplacement convexe et concave. La longueur de chaque mode de déformation ( $L$ ) est la distance entre une extrémité du bâti et le point d'inflexion. La pente moyenne ( $m$ ) pour chaque mode de déformation est la pente entre deux points d'extrémité du mode de déformation considéré. L'affaissement relatif  $\Delta$  est la valeur maximale de la distance entre le profil d'affaissement et la ligne de pente moyenne. La déflexion relative est le ratio  $\Delta/L$ .  $\omega$  est la rotation du bâti calculée à partir du déplacement vertical de ses deux extrémités. Lorsqu'il existe deux modes de déformation dans le bâti (convexe et concave) les deux paramètres  $m$  et  $\omega$  ne sont pas différents, ce qui signifie qu'il existe une déformation de cisaillement supplémentaire appliquée au bâti  $\gamma_{add}$ , égale à la différence entre ces paramètres ( $m-\omega$ ).

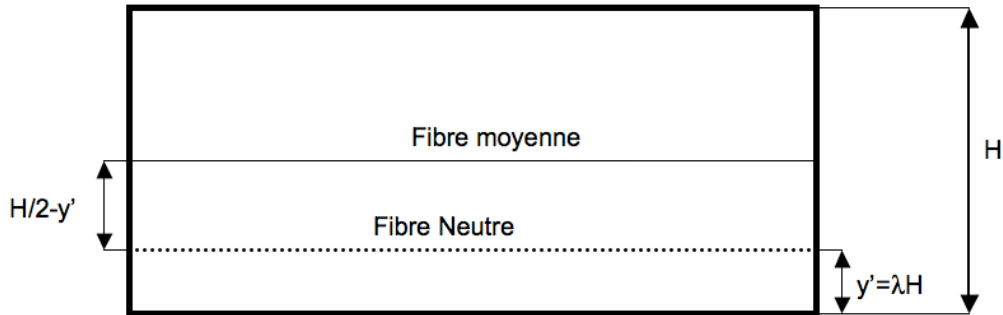
Finno *et al.*(2005) calculent ensuite les relations entre la déflexion relative et les déformations maximales associées au moment fléchissant et à l'effort tranchant. Voss (2003) a étendu l'équation de Burland pour une poutre avec charge ponctuelle (Équation 23 et Équation 33 chapitre 3), lorsque l'axe neutre n'est pas situé au centre de la poutre. Pour les déformations associées au moment fléchissant, l'Équation 23 (chapitre 3) se réécrit sous la forme de l'Équation 93 et Équation 94 en distinguant explicitement le bas et le haut ( $\epsilon_{b(top)}$ ,  $\epsilon_{b(bottom)}$ ). Pour les déformations associées à l'effort tranchant  $\epsilon_{d(average)}$ , l'Équation 33 se réécrit sous la forme de l'Équation 95.

$$\text{Équation 93} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{1}{12(1-\lambda)} \frac{L}{H} + \frac{\alpha}{(1-\lambda)} \left( \frac{1}{12} + \left( \frac{1}{2} - \lambda \right)^2 \right) \frac{H}{L} \frac{E}{G} \right] \epsilon_{b(top)}$$

$$\text{Équation 94} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{1}{12\lambda} \frac{L}{H} + \frac{\alpha}{\lambda} \left( \frac{1}{12} + \left( \frac{1}{2} - \lambda \right)^2 \right) \frac{H}{L} \frac{E}{G} \right] \epsilon_{b(bottom)}$$

$$\text{Équation 95} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ 1 + \frac{1}{18 \left( \frac{1}{12} + \left( \frac{1}{2} - \lambda \right)^2 \right)} \cdot \frac{E}{G} \frac{L^2}{H^2} \right] \alpha \varepsilon_{d(\text{average})}$$

Dans ces équations,  $\lambda$  correspond au ratio de la distance de la fibre neutre au bas de la poutre divisé par la hauteur de la poutre :  $\lambda = y'/H$  (Figure 117). Si on remplace  $\lambda=1/2$ , on retrouve les équations de Burland et Worth(1974).



**Figure 117. Schéma d'hypothèse de Voss(2003) et localisation de fibre neutre**

La démonstration de ces équations, s'obtient en remplaçant la valeur du moment d'inertie de la poutre par rapport à la fibre neutre (Équation 96) dans les équation de Burland (1995).

$$\text{Équation 96} \quad I = \frac{1}{12} H^3 + H \cdot \left( \frac{H}{2} - y' \right)^2 = H^3 \left( \frac{1}{12} + \left( \frac{1}{2} - \lambda \right)^2 \right)$$

Finno *et al.* proposent d'utiliser de paramètre  $E.I/GA_v$  pour quantifier la rigidité relative en flexion (EI) par rapport à celle en cisaillement ( $GA_v$ ). Avec E le module de Young, I le moment d'inertie de la section par rapport à la fibre neutre, G le module de cisaillement et  $A_v$  section réduite.

Les bâtiments modernes sont conçus avec des planchers et une toiture en diaphragmes pour distribuer efficacement les contraintes de cisaillement induites par les chargements latéraux. Ces diaphragmes sont typiquement des dalles de béton et sont caractérisés par une forte résistance en traction. Pour considérer l'effet de résistance de ces planchers et toits, Finno *et al.* (2005) ont proposé un modèle de poutre stratifiée (Figure 118).



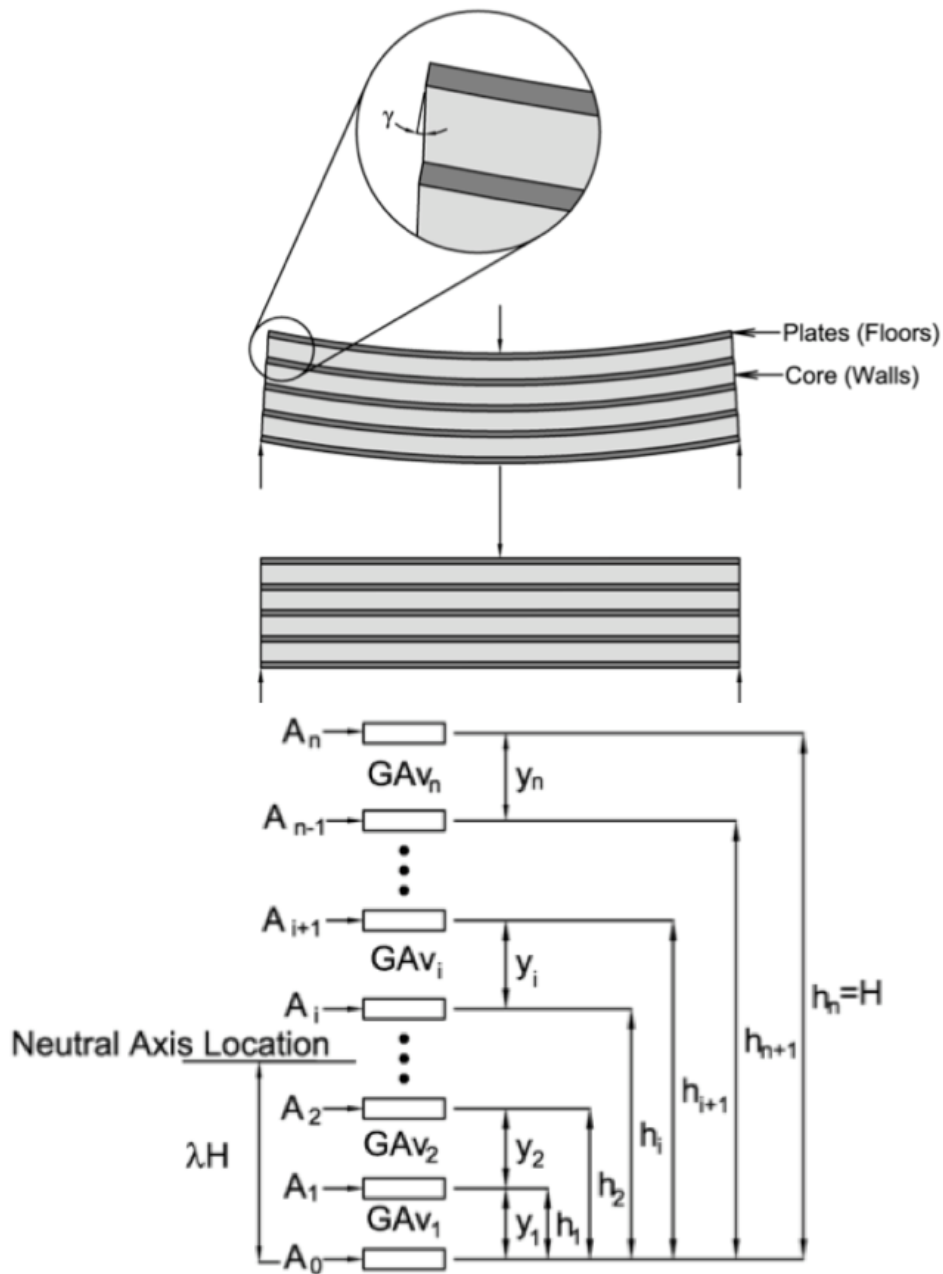


Figure 118. Bâtiment modélisé par une poutre stratifiée selon la méthode de Finno *et al.*

Cette méthode est basée sur l'hypothèse que les planchers et le toit participent principalement à la résistance aux contraintes horizontales induites par le moment fléchissant et que les murs participent principalement aux contraintes de cisaillement induites par l'effort tranchant. Pour déterminer la relation entre la déflexion et la déformation, il est nécessaire de quantifier la rigidité  $GA_v$  du bâti.

### A.3.2 Calcul la rigidité en cisaillement du bâti

La Figure 118 représente un bâti modélisé par une superposition de  $n+1$  poutres, avec  $n$  le nombre d'étages. Chaque étage peut avoir différentes propriétés géométriques ou mécaniques. On considère que l'épaisseur de chaque plancher est négligeable par rapport à la hauteur de chaque étage.

La localisation de la fibre neutre par rapport au bas de la poutre ( $\lambda H$ ) est calculée à partir de l'Équation 97.

$$\text{Équation 97} \quad y' = \lambda \cdot H = \frac{\sum_{i=0}^n A_i \cdot h_i}{\sum_{i=0}^n A_i}$$

Où  $i$  est numéro de chaque étage,  $A_i$  est l'aire de chaque plancher et  $h_i$  est la distance de chaque plancher par rapport au bas de la poutre. Le moment d'inertie du bâti par rapport à la fibre neutre est alors calculé avec l'Équation 98, où on néglige l'inertie propre de chaque plancher dans la mesure où l'épaisseur de chaque plancher est négligeable par rapport à la hauteur de chaque étage.

$$\text{Équation 98} \quad I = \sum_{i=0}^n A_i \cdot (h_i - \lambda \cdot H)^2$$

Finno *et al.*(2005) considèrent ensuite une distribution de l'effort de cisaillement dans chaque étage ( $V_i$ ) avec l'Équation 99, par analogie avec le cas d'une poutre classique.

$$\text{Équation 99} \quad \frac{V_i}{V} = \frac{y_i}{I} \sum_{j=i}^n A_j \cdot (\lambda \cdot H - h_j)$$

En effet, pour une poutre de section rectangulaire  $b \times H$ , la contrainte de cisaillement en un point quelconque de la section se calcule selon l'Équation 100.

$$\text{Équation 100} \quad \tau_{xy} = \frac{V \cdot Q}{I \cdot b}$$

avec  $b$  la largeur de la section au point considéré,  $Q$  le moment statique de la surface au dessus du point considéré ( $Q = \int y dA$ ) égal à  $\bar{y} \cdot A_i$  (Figure 119),  $I$  le moment d'inertie de l'ensemble de la section par rapport à la fibre neutre et  $V$  l'effort tranchant dans la section.

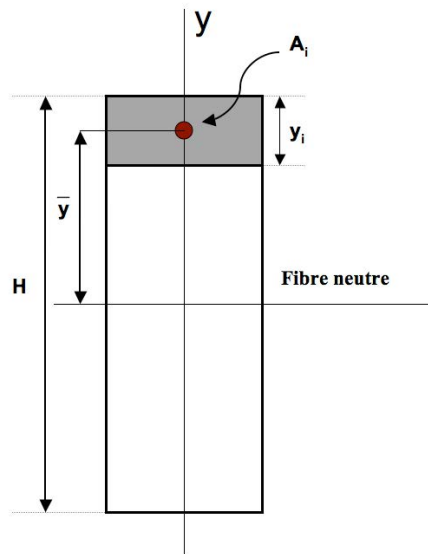
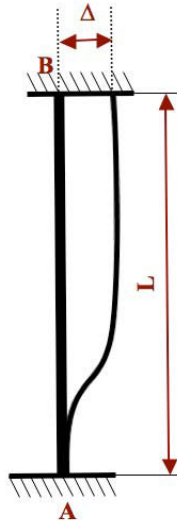


Figure 119. Paramètres géométriques pour le calcul des contraintes de cisaillement dans une poutre de section rectangulaire.

Par ailleurs, Finno *et al.*(2005), proposent de tenir compte de l'influence des colonnes pour le calcul de la rigidité au cisaillement. Ils définissent le paramètre  $GA_v$  pour chaque colonne qu'ils calculent en considérant que les colonnes sont encastées à leurs deux extrémités (Équation 101 et Figure 120).

$$\text{Équation 101} \quad (GA_v)_{\text{Colonne}} = \frac{12 \cdot E_c \cdot I_c}{y_i^2}$$

Avec  $E_c$  le module de Young de la colonne,  $I_c$  le moment d'inertie de la colonne et  $y_i$  la hauteur de la colonne.



**Figure 120. Modèle de la colonne bi-encastée pour le calcul de l'influence des colonnes sur la rigidité au cisaillement du bâti.  $GA_v$  représente la ration entre l'effort rigidité au cisaillement et le déplacement  $\Delta$ .**

L'Équation 101 s'obtient en combinant les Équation 102 et Équation 103 et en considérant  $L = y_i$ . Dans la colonne représentée sur la Figure 120, les effort  $R_A$  et  $R_B$  et la déformation en cisaillement  $\gamma$  se calculent avec l'Équation 102.

$$\text{Équation 102} \quad R_A = -R_B = \frac{12EI\Delta}{L^3}$$

$$\gamma = \frac{\Delta}{L}$$

Par ailleurs, l'effort de cisaillement se calcule avec l'Équation 103.

$$\text{Équation 103} \quad V = R_A = -R_B = GA_v \gamma$$

En réalité, les extrémités des colonnes ne sont pas encastées et peuvent subir une rotation. Finno *et al.*(2005) proposent d'en tenir compte en diminuant de 25% la rigidité calculée avec l'Équation 101.

Au final, la rigidité en cisaillement pour chaque étage se calcule en considérant la rigidité des murs et des colonnes en tenant compte du pourcentage d'ouvertures dans les murs (Équation 104).

$$\text{Équation 104} \quad (GA_v)_i = \sum [(GA_v)_{\text{colonne}} + (GA_v)_{\text{mur}} \cdot (1 - a)]$$

avec « a » le pourcentage d'ouvertures dans les murs.

La rigidité équivalente en cisaillement du bâtiment est alors déterminée par l'Équation 105.

$$\text{Équation 105} \quad \overline{GA_v} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{y_i V_i}{H V (GA_v)_i}}$$

Pour calculer l'Équation 105 on a utilisé l'Équation 106 qui explique la relation entre la déformation en cisaillement dans le chaque étage ( $\gamma_i$ ) et la déformation en cisaillement pour toute la section ( $\gamma$ ).

$$\text{Équation 106} \quad \sum_{i=1}^n y_i \cdot \gamma_i = \gamma \cdot H = \frac{V \cdot H}{GA_v} \quad \text{que} \quad \gamma_i = \frac{V_i}{(GA_v)_i}$$

### A.3.3 Calcul des relations entre la déflexion et les déformations pour le bâtiment

Finno *et al.* (2005) proposent d'utiliser l'Équation 93, Équation 94 et Équation 95 en faisant par intervenir le paramètre  $GA_v$ . Ils obtiennent alors l'Équation 107, Équation 108 et Équation 109.

$$\text{Équation 107} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{1}{12(1-\lambda)} \frac{L}{H} + \frac{E \cdot I}{G \cdot A_v \cdot L \cdot (1-\lambda) \cdot H} \right] \mathcal{E}_{b(top)}$$

$$\text{Équation 108} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{1}{12\lambda} \frac{L}{H} + \frac{E \cdot I}{G \cdot A_v \cdot L \cdot \lambda \cdot H} \right] \mathcal{E}_{b(bottom)}$$

$$\text{Équation 109} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{L^2 (GA_v)_i}{24EI \frac{V_i}{V}} + \frac{(GA_v)_i}{2 \frac{V_i}{V} \cdot GA_v} \right] \gamma_i$$

Pour les déformations associées à l'effort tranchant, si tout le bâti est mis dans la zone convexe ou zone concave l'Équation 109, alors la pente du bâti ( $m$ ) est égale à sa rotation ( $\omega$ ) et l'Équation 109 est satisfaisante. En revanche, si le bâti est à cheval sur les zones convexe et concave, alors une déformation en cisaillement supplémentaire ( $\gamma_{add}$ ) égale à la différence entre la pente et la rotation doit être prise en compte ( $\gamma_{add}=m-\omega$ ). Ainsi, l'Équation 109 est remplacée par l'Équation 110.

$$\text{Équation 110} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{L^2 (GA_v)_i}{24EI \frac{V_i}{V}} + \frac{(GA_v)_i}{2 \frac{V_i}{V} \cdot GA_v} \right] (\gamma_{crit} - |m - \omega|)$$

### A.3.4 Détermination des catégorie de dommage par la méthode Finno *et al.*

La méthodologie de détermination des catégories de dommages du bâti par la méthode de Finno *et al.* (2005) est illustrée sur la Figure 121. Elle consiste en :

- Définition du profil d'affaissement et de ses paramètres essentiels tels que le lieu du point d'inflexion, l'affaissement vertical...
- Définition des paramètres mécaniques et géométriques de la structure étudiée : E, I, G, a,  $A_{vi}$ , H, L,  $h_i$ ,  $\lambda$ ,  $y_i$  ;
- Calcul des valeurs de pente ( $m=\delta_{ij}/L_{ij}$ ) pour chaque mode de déformation (zone convexe et concave) et de la valeur de rotation ( $\omega$ ) du bâti (Figure 116).
- Choix de valeurs seuils des déformations associées à différentes catégories de dommages selon à Boone(1996).

- Calcul de la déflexion limite dans la poutre pour chaque valeur seuil de la déformation par les Équation 107, Équation 108, ou Équation 110 dont on retient la valeur minimale ;
- Représentation des résultats obtenus.

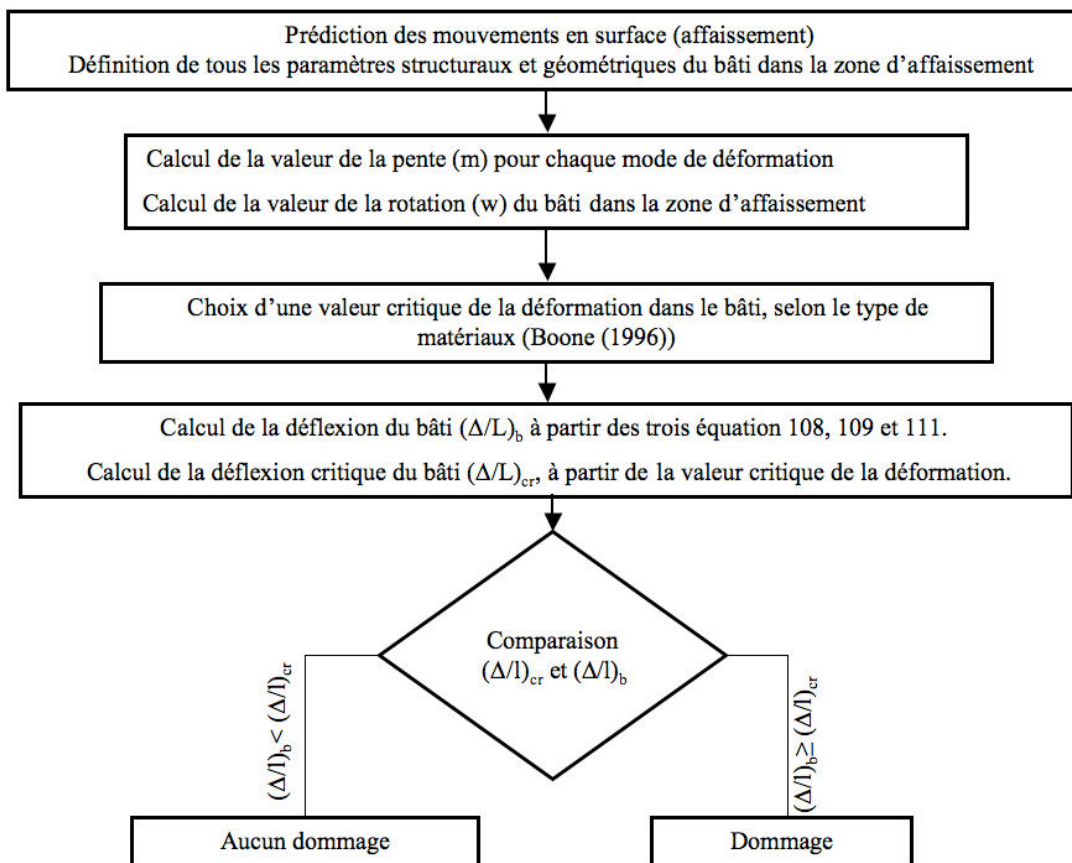
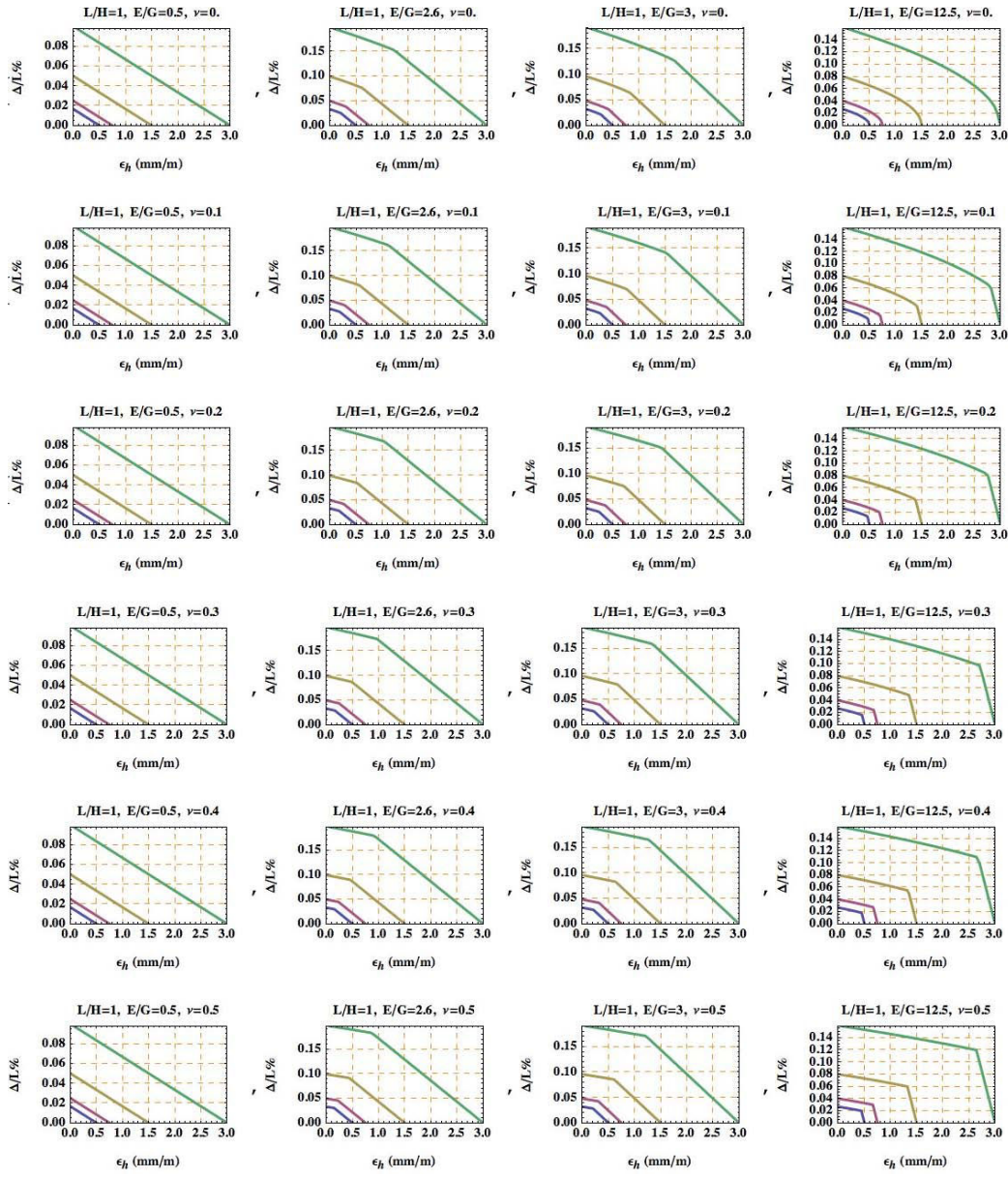
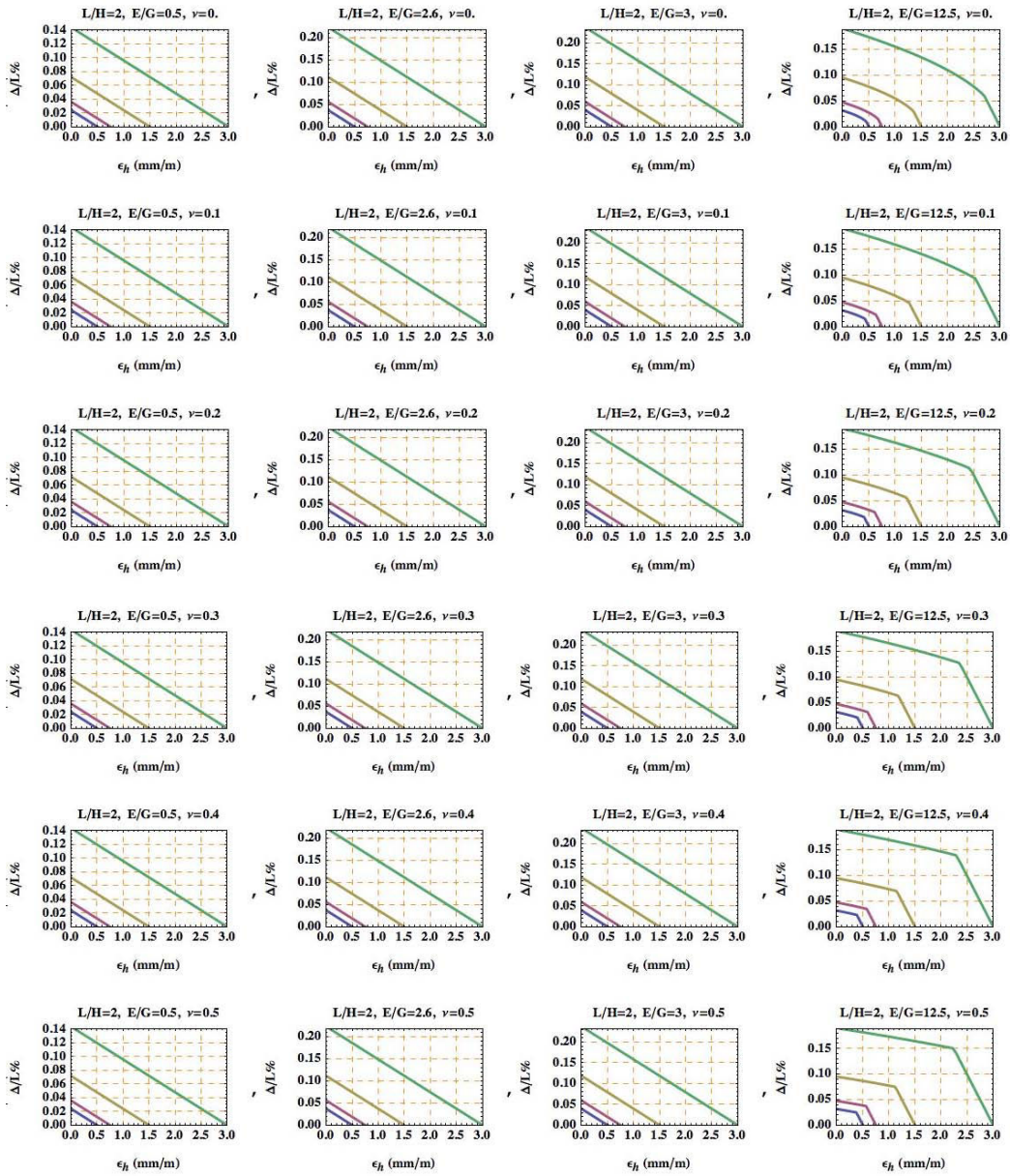


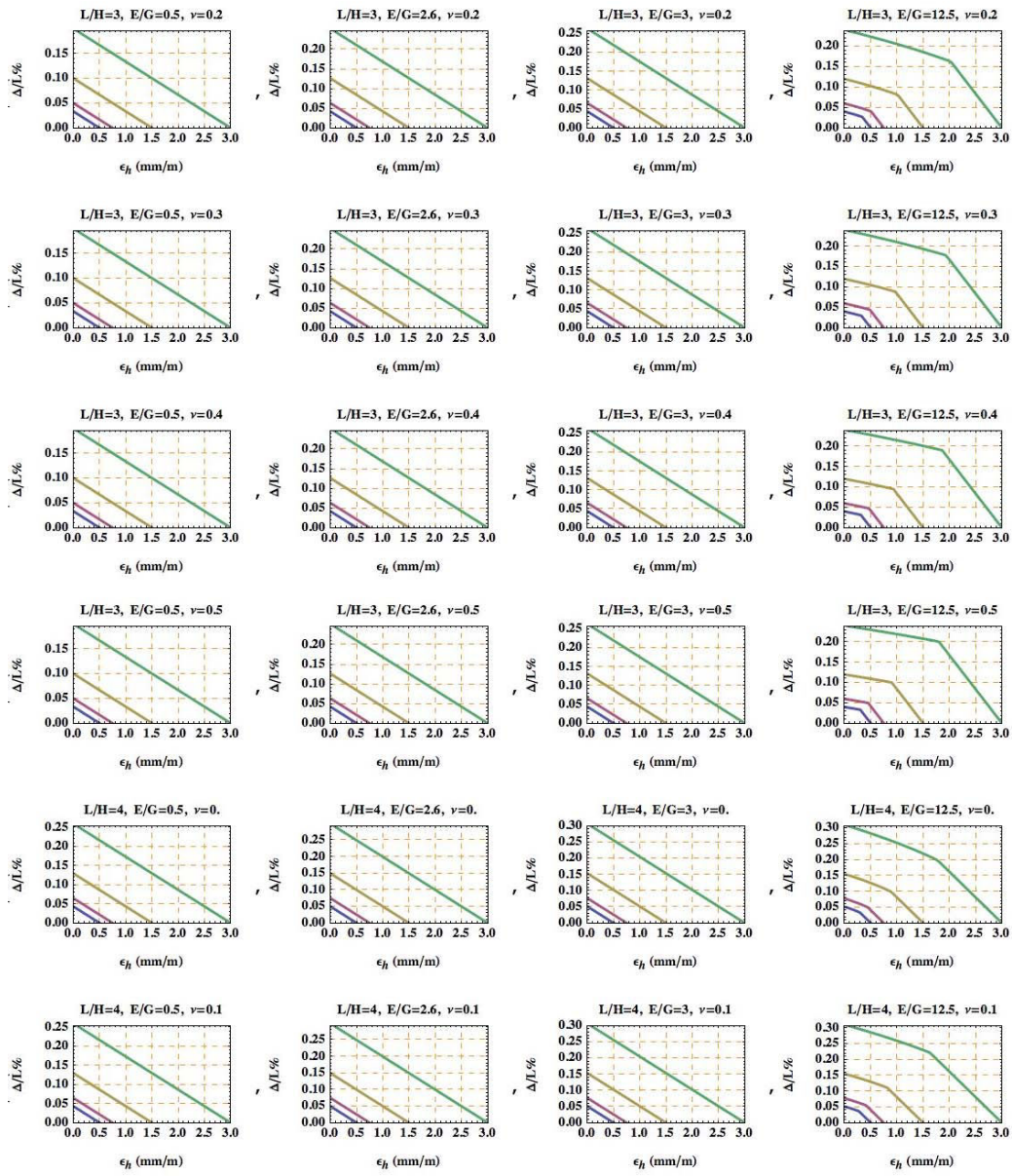
Figure 121. Méthodologie pour le calcul des courbes de dommages avec la méthode de *Finno et al.* (2005).

## B Résultats des courbes de dommages selon la méthode de Burland-modifiée (chapitre 3).

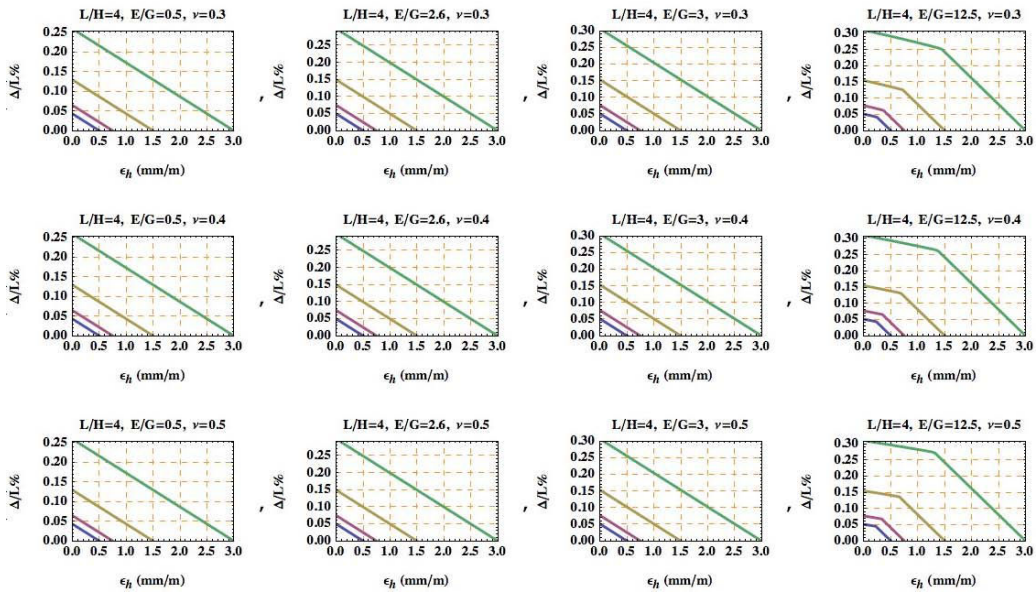
Toutes les courbes représentées utilisent l'hypothèse d'une charge uniformément répartie et d'une fibre neutre égale la fibre moyenne de la poutre. Par ailleurs, il est fait une distinction entre le coefficient de Poisson permettant de calculer les déformations et le rapport  $E/G$  utilisé pour calculer la déflexion.











## **Annexe 3**

### **A           Détail de typologie de la bâtiment à la ville de Joef.**

Cette annexe présente dans une première partie la typologie détaillée des bâtiments dans un certain nombre de zones où une visite approfondie a été réalisée.

Dans une seconde partie, l'annexe présente la typologie des bâtiments dans les zones non visitées sur la base des informations extraites des cartes et des photographies .

Par convention, les zones sont indexées, dans la mesure où elles peuvent l'être, de la zone la plus homogène à la zone la plus hétérogène en suivant l'ordre alphabétique.

Lorsqu'il est impossible de trouver un caractère commun à un ensemble de bâtiments ou que le nombre d'informations nécessaires à la classification est insuffisant, la zone est indexée X. Dans la mesure du possible, ces zones ne contiennent qu'un nombre limité de bâtiments.

### **A.1           Zones Visitées**

Type URHCSLG	<i>Zone 1</i>	Joeuf 1880 - 1883
--------------	---------------	----------------------

<b>Rues concernées</b> Rue Sainte-Marie Rue Saint-Albert Rue Saint-Henri Rue Saint Théodore Rue Saint-Robert Rue Saint-Charles	Rue Sainte-Alice Avenue Sainte-Berthe Rue Sainte-Consuelo Rue Sainte-Pauline Rue Saint-Joseph Rue Saint-Maurice
--	--

**Description**  
Cet ensemble de bâtiments, connu sous le nom de cité de Genibois, a été construit par l'exploitant minier De Wendel. La zone est caractérisée par une alternance de corps de bâtiment principaux à un étage et de corps secondaires sans étage. Des garages ont été construits à l'avant de quelques parcelles. Ces bâtiments sont les bâtiments en maçonnerie non renforcés avec la date de construction 1900-1902.

**Photos caractéristiques**

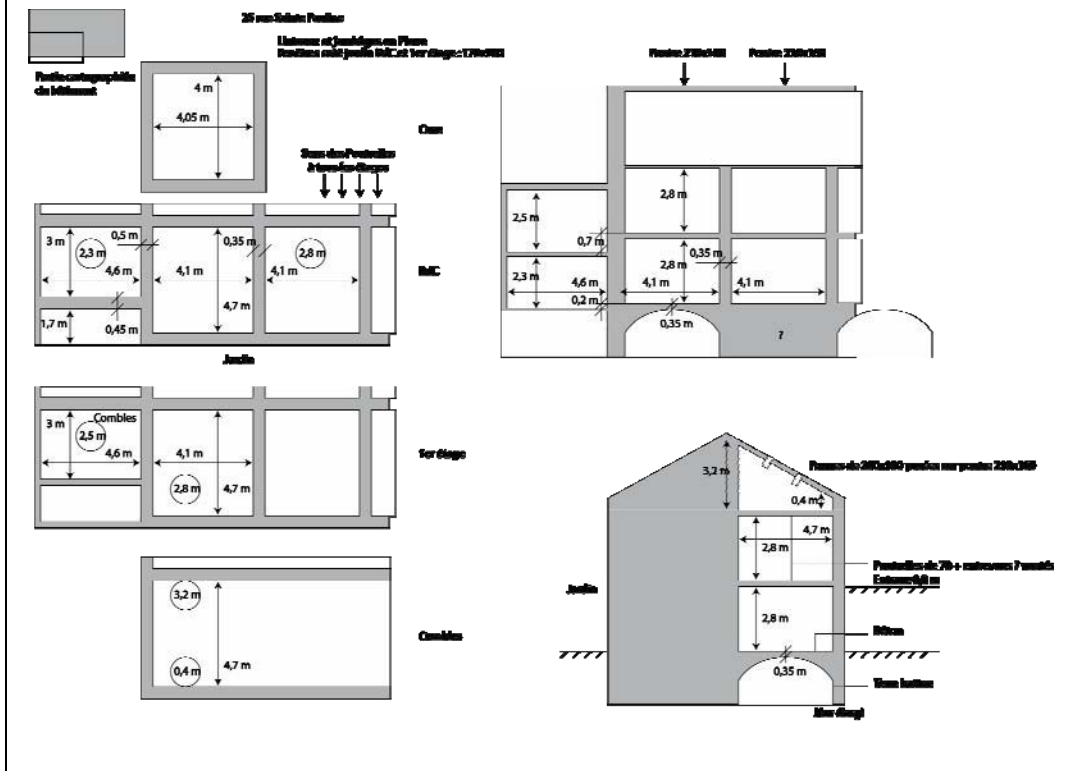


**Bâtiment n°50 (Parcelle 648)**



**Bâtiment n°692 (parcelle 372-373)**

## Plans types



## Caractéristiques des bâtiments selon la typologie

**Matériaux :** UR

Longueur des bâtiments (Individuels courts)  $\approx 30$  m : H

Fondation : CS (Cave sans dalle et plancher Béton)

Forme : LG

donc le type de chaque bâtiment seul est URHCSLG


Interaction entre deux bâtiments : L'interaction a lieu entre les corps principaux et secondaires (différence de hauteur). Par ailleurs, on peut considérer les bâtiment accolés comme un bâtiment de grande longueur (60 à 120 m) soit de catégorie E dans la typologie.

Type URMCSSG	<i>Zone 3</i>	Joeuf 1930 - 1938
-----------------	---------------	----------------------


<b>Rues concernées</b> Rue Clémenceau Rue Eugène Bastien Rue de l'hôtel de ville Rue Pierre de Bar	Nouvelles Friches Rue des jardins Rue du Chanoine Dellwall
--	--

**Description**  
Ces bâtiments sont les bâtiments en maçonnerie non renforcé qui ont construit en l'année 1930-1938 avec la longueur de environ moine de 15m. dans ces zone le deux bâtiment de même type sont les bâtiment accolée.

**Photos caractéristiques**



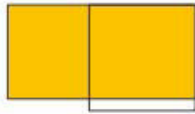
**Bâtiment n°330 (parcelle 112)**



**Bâtiment n°334(parcelle 89)**

**Caractéristiques des bâtiments selon la typologie**  
**Les matériaux :** UR  
Longueur des bâtiments (Individuels courts)  $\approx$  10-15 m : M  
Fondation : CS (Cave sans dalle et plancher en Profile métallique)  
Forme :SG  
Donc le type de ce bâtiment sera URMCSSG.

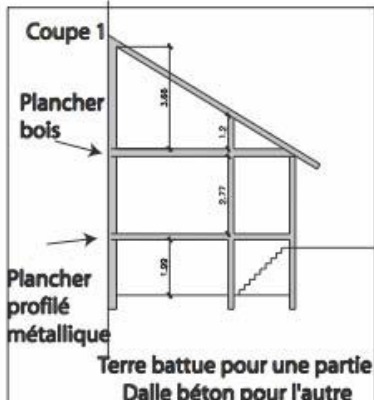
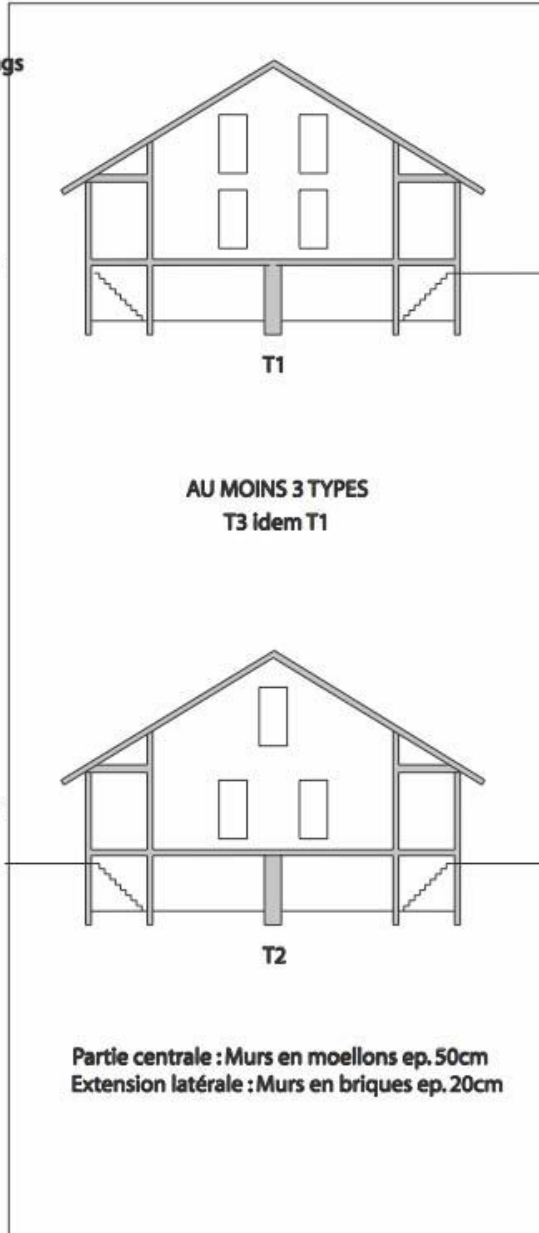
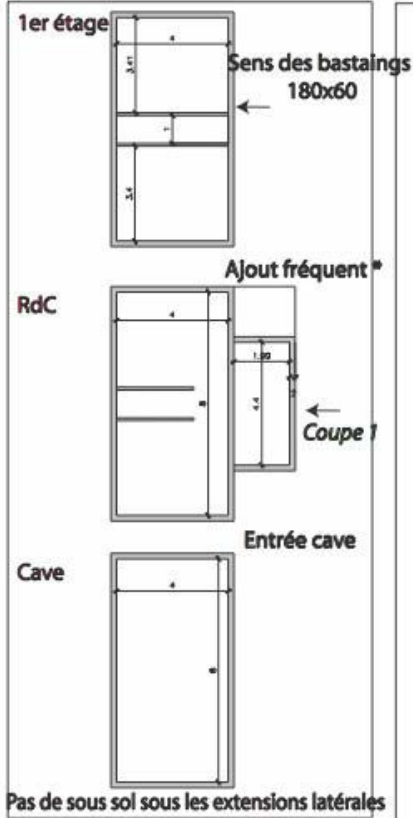
Plans types



Partie cartographiée  
du bâtiment

51 rue Clémenceau  
Plans en version papier

Zone 3B



Type URMCSGG	Zone 4	Joeuf 1927 – 1929
--------------	--------	----------------------

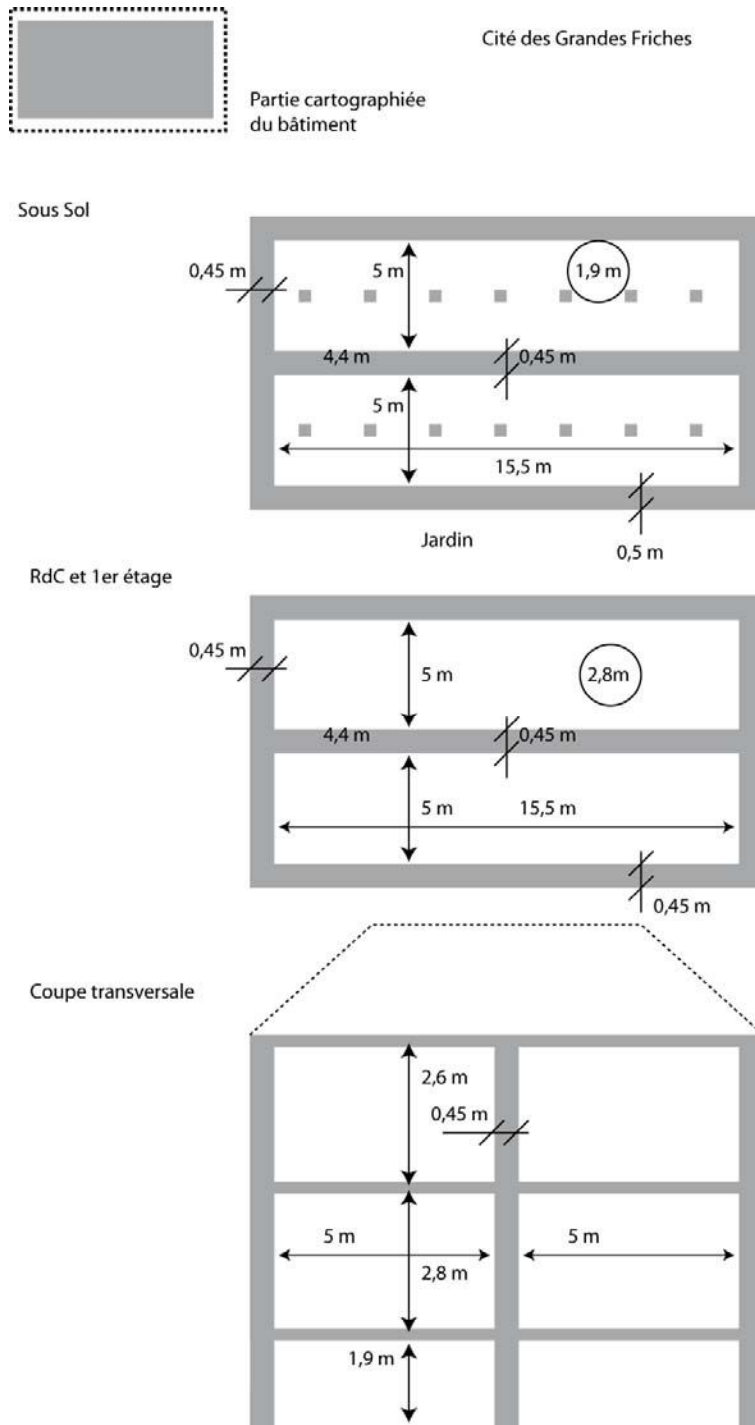
Rues concernées Rue Pierre de Bar Quartier Les Grandes Fiches	Nouvelles Fiches
---	------------------

<b>Description</b> Les bâtiments dans cette partis sont les anciennes bâtiment maçonnerie non renforcée qui construit en année 1927-1929, avec la longueurs environs 15 m et une étage avec sous sol.
--

<b>Photos caractéristiques</b>	
	
<b>Bâtiment n°525(parcelle 676)</b>	<b>Bâtiment n°549(parcelle 660)</b>

<b>Caractéristiques des bâtiments selon la typologie</b> Type des bâtiments : UR Longueur des bâtiments (Individuels courts) ≈ 15-20 m : M Fondation : CS (Cave sans dalle et plancher Béton) Forme :SG Donc la type de ce bâtiment sera URMCSGG.
--

Plans types





Type : Zone 5A -6A: URMCSSG Zone 5B-6B : URMCSLG Zone 5E : URHCSLG	<b>Zones 5-6</b>	<b>Joeuf</b> 1920 – 1926 1900 – 1915
---	------------------	--

<b>Rues concernées</b> Rue du maréchal Fosh rue du général Leclerc	
--	--

### Zone 5A – 6A

<b>Description</b> Les bâtiments en maçonnerie non renforcée avec un étage. Dans cette zone on trouve toujours deux bâtiment accolée.
--

### Photos caractéristiques



**Bâtiment n°208 (zone 6 parcelle 177/178)**



**Bâtiment n°1000 (zone 5A parcelle 249/250)**

### Caractéristiques des bâtiments selon la typologie

Les matériaux : UR

Longueur des bâtiments (Individuels courts) ≈13- 15m : M

Fondation : CS (Cave avec dalle et plancher Béton)

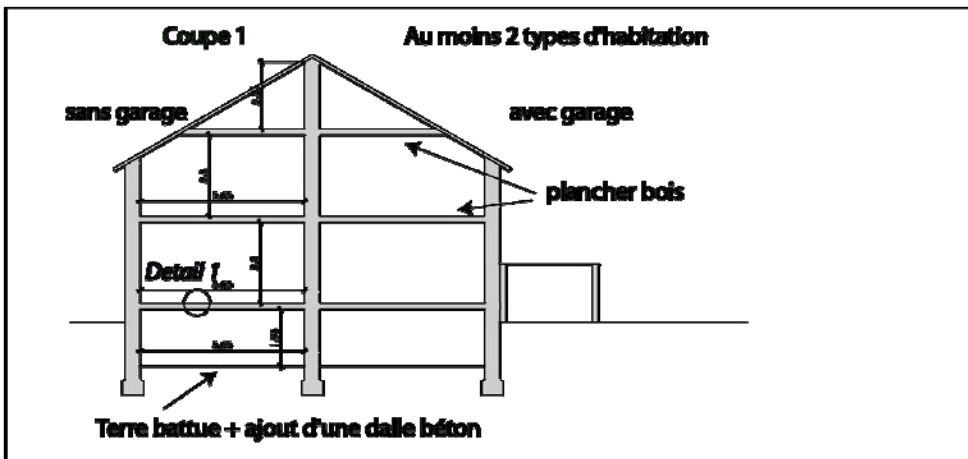
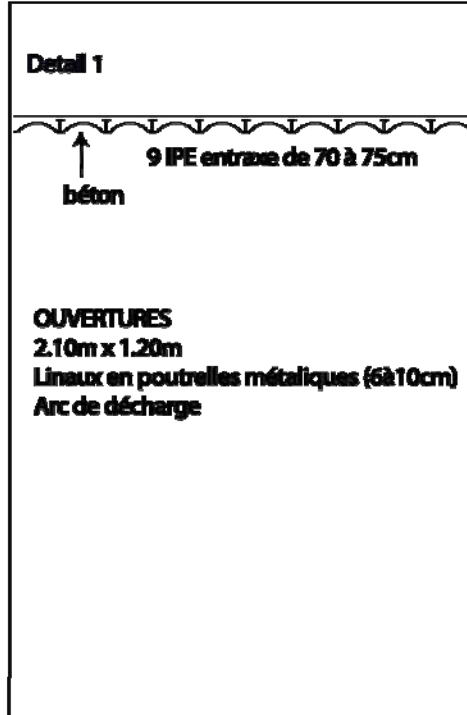
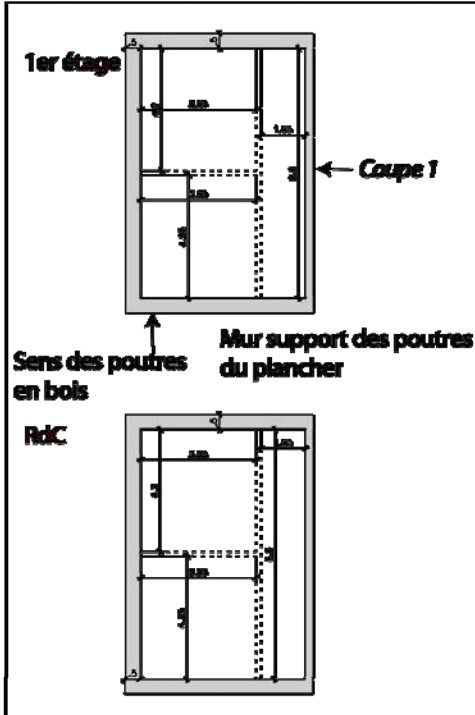
Forme :SG

Dans certains bâtiments, une dalle a été mise en œuvre dans la cave, on la néglige en raison des incertitudes liées à sa présence et à sa résistance. Donc ces bâtiments peuvent être classés dans le type URMCSSG



**9 rue du maréchal Foch** **Zone SA**  
**Type d'habitation expérimenté par De Wendel**  
**La construction débute en 1912 pour le Rue Foch**  
**Arrêt des construction pendant la 1ere guerre mondiale**  
**Chalet de 2 logements (4 logements à l'origine: 2 au rdc 2 à l'étage)**

**Partie cartographiée  
du bâtiment**



## Zone 5B – 6B

**Description :** bâtiments en maçonnerie non renforcée avec 1 et deux étages et une longueur d'environ 15 m.

### Photos caractéristiques



**Bâtiment n°994 (parcelle 174/175)**



**Bâtiment n°1036 (zone 6)**

### Caractéristiques des bâtiments selon la typologie

Les matériaux : UR

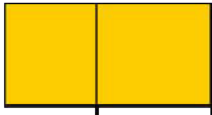
Longueur des bâtiments  $\approx$  12-15 m: M

Fondation : CS (Cave sans dalle et plancher Béton)

Forme :LG

Type : URMCSLG

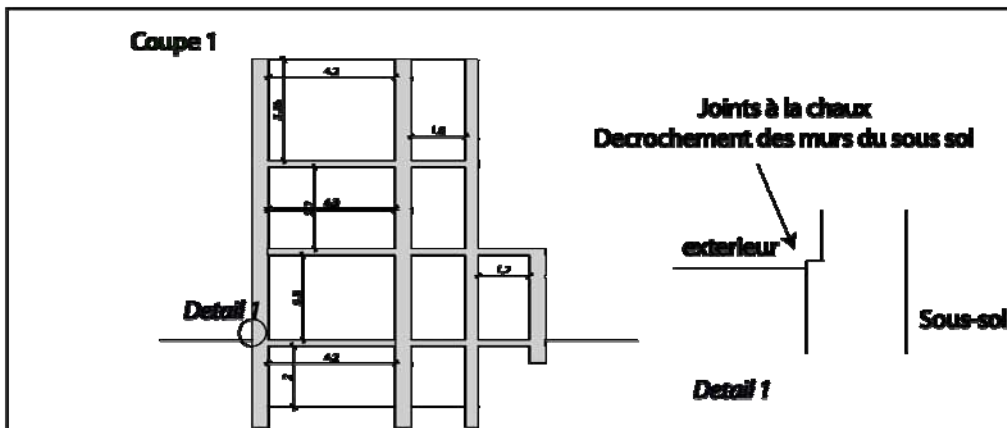
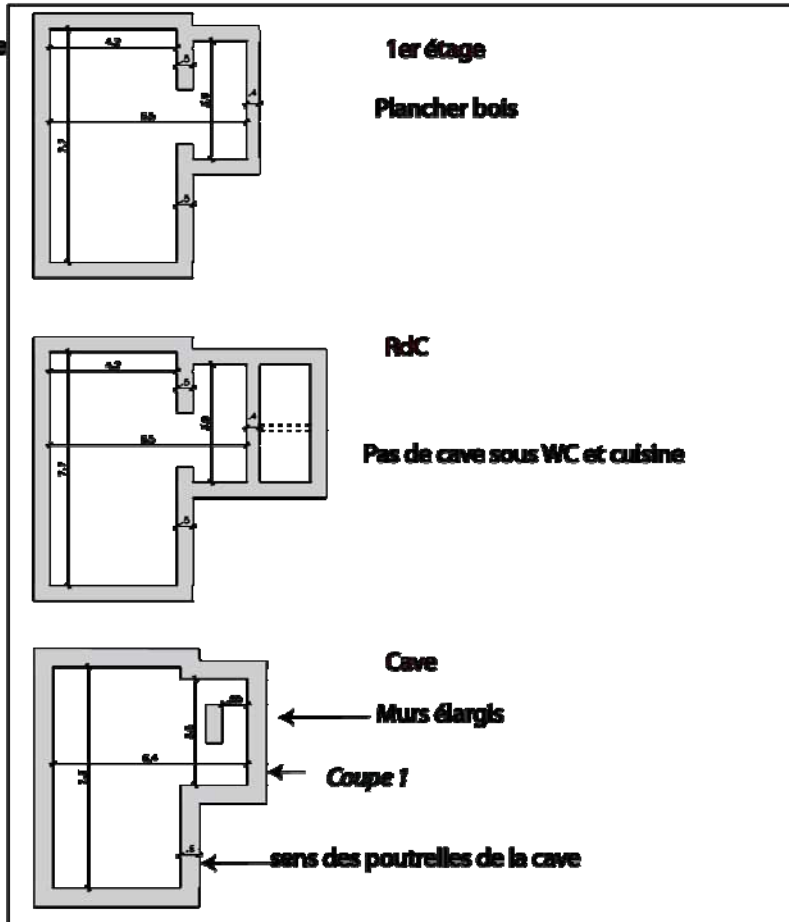
Plans types



Partie cartographiée  
du bâtiment

Lintaux simples aux  
fenêtres du RDC  
Arc de déchargement  
à l'étage

14 rue du général Lederc  
Zone 5B



## Zone 5E

**Description** : Les bâtiments en maçonnerie non renforcé avec la longueur entre 25 et 30 m.

### Photos caractéristiques



**Bâtiment n°1004 (rue du Marechal Foch -  
Parcelle : 246/245)**



**Bâtiment n°963(rue du Commerce - Parcelle :  
216/217)**

### Caractéristiques des bâtiments selon la typologie

Les matériaux : UR

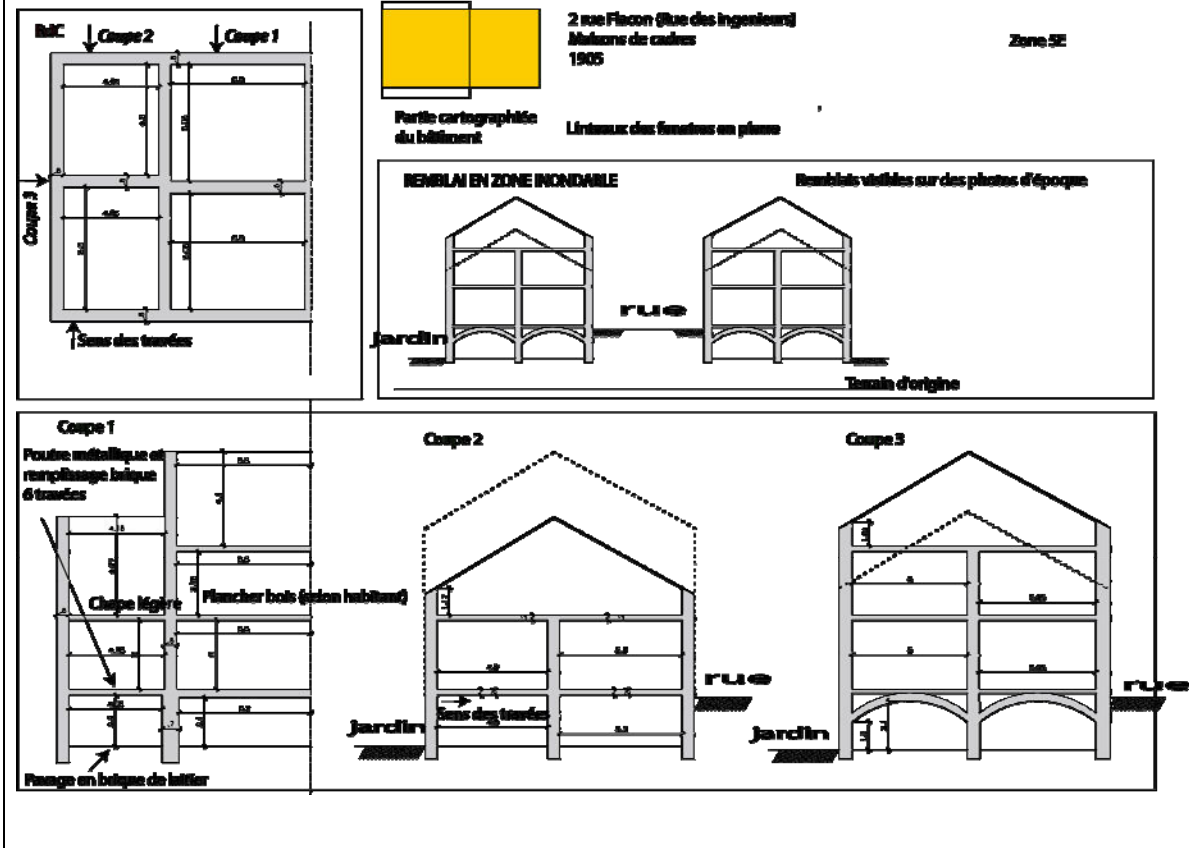
Longueur des bâtiments  $\approx$  25-30 m : H

Fondation : CS (Cave sans dalle et plancher Béton)

Forme :LG

Donc le type de ces bâtiments sera URHCSLG

Plans types





Type : URHCSLG	<b>Zone 7</b>	<b>Joeuf</b> 1900 - 1902
----------------	---------------	-----------------------------

<b>Rues concernées</b> Rue Pierre de Bar Quartier Les Grandes Friche	
--	--

**Description :** Les ancien bâtiment en maçonnerie en quartier Bas de Genibois en année de construction.

### **Zone 7A**

<b>Photos caractéristiques</b>	
	
<b>Bâtiment n°1221(Parcelle 1350/1351)</b>	<b>Bâtiment n°1259( parcelle 1422-1425)</b>

**Caractéristiques des bâtiments selon la typologie**

Type des bâtiments : UR

Longueur des bâtiments  $\approx$  30m ; H

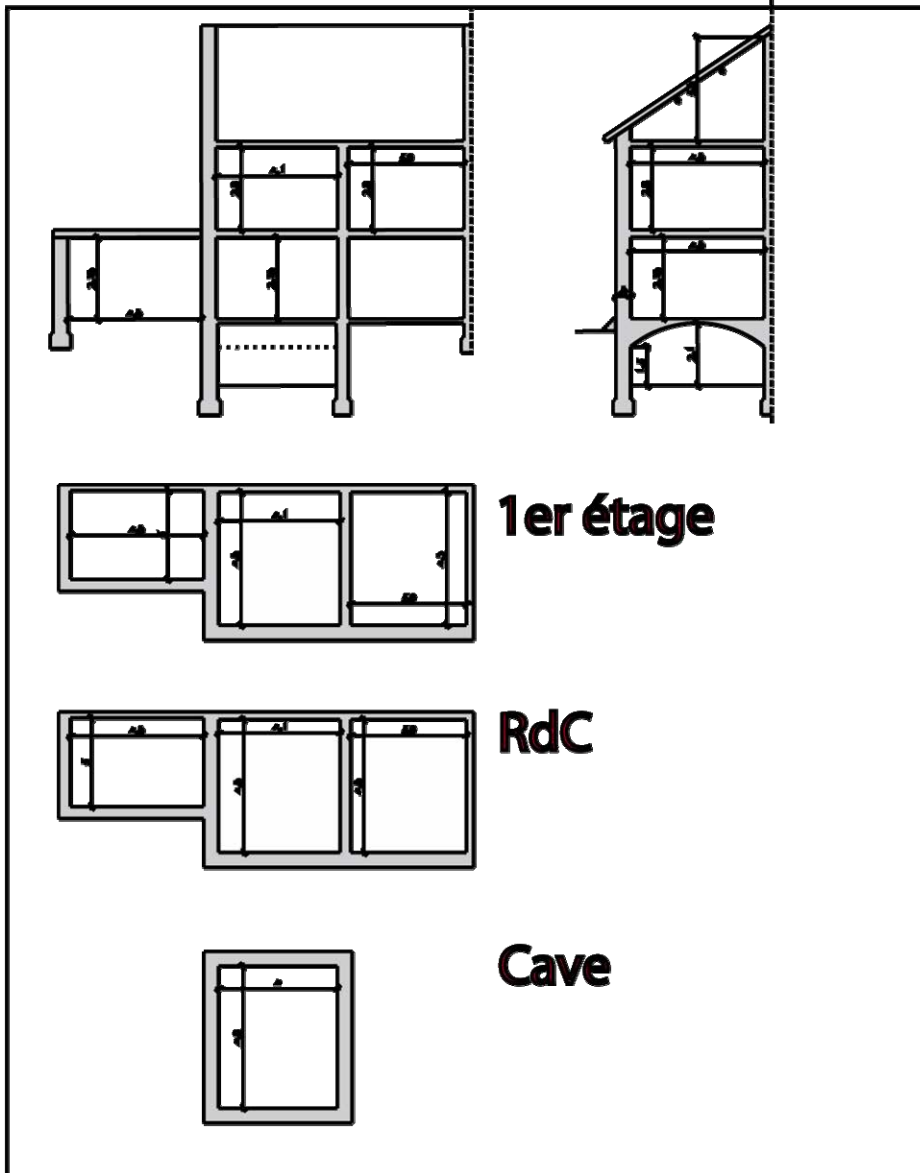
Fondation : CS (Cave sans dalle et plancher Béton mais pas sur toute la surface du bâtiment)

Forme : LG

donc le type de chaque bâtiment seul est URHCSLG

Interaction entre deux bâtiments : L'interaction a lieu entre les corps principaux et secondaires (différence de hauteur). Par ailleurs, on peut considérer les bâtiments accolés comme un bâtiment de longueur variable entre 60-120 m (catégorie E dans notre typologie).

# Parcelle 247 Zone 7A





Type : URMCSLG	<b>Zone 10</b>	<b>Joeuf</b> 1907 - 1910
----------------	----------------	-----------------------------

#### Rues concernées

Rue Pierre de Bar  
Quartier Les Grandes Friches

#### Zone 10A

**Description** : Les bâtiments dans cette zone sont des bâtiments en maçonnerie accolés sur une grande longueur le date de construction 1907-1910.

#### Photos caractéristiques



**Bâtiment n°1436**



**Bâtiment n°14**

#### Caractéristiques des bâtiments selon la typologie

Type des bâtiments : UR

Longueur des bâtiments individuels  $\approx$  10m : M.

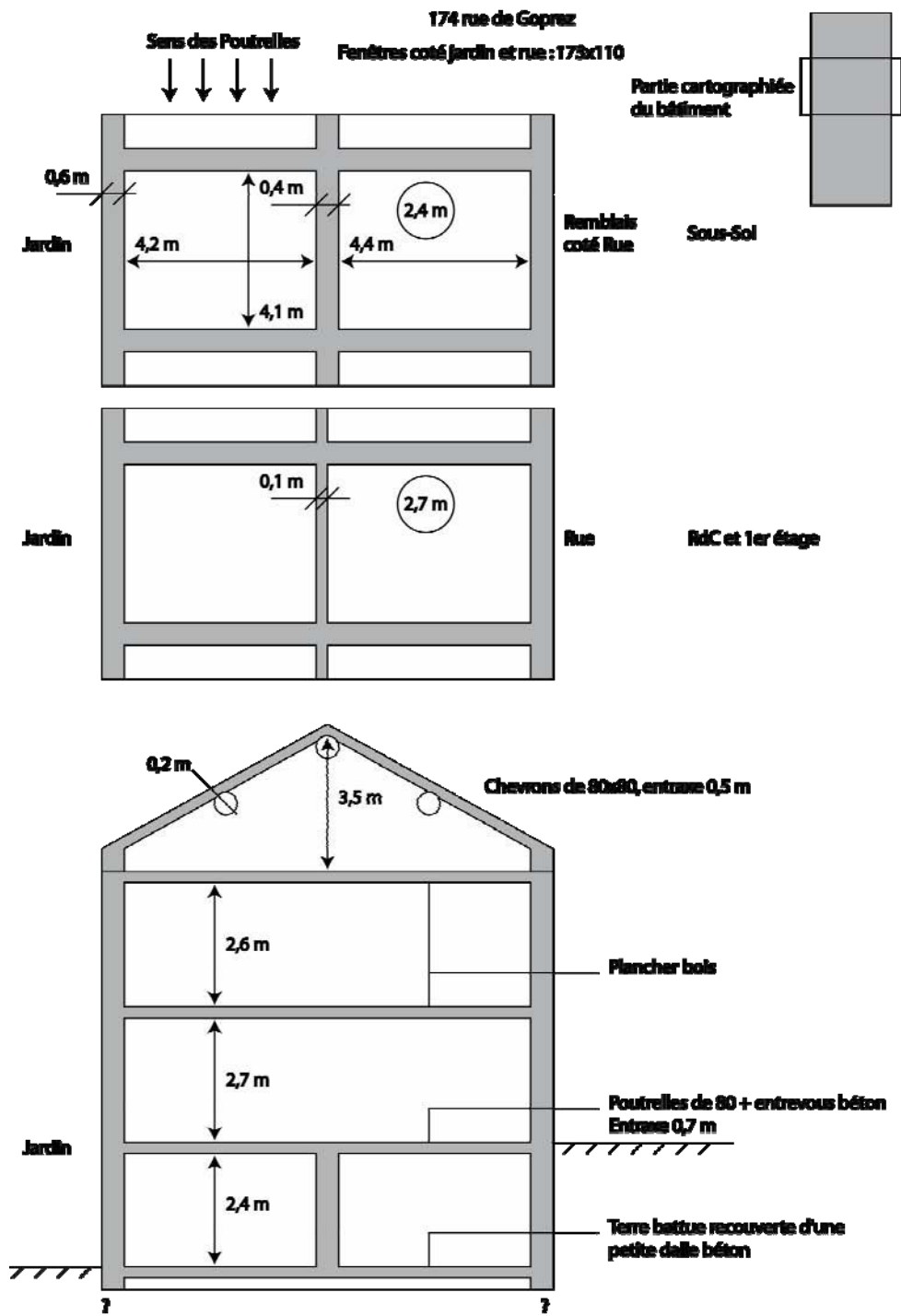
Longueur des bâtiments accolés  $\approx$  60-120M : E

Fondation : CS

Forme : LG

donc le type de chaque bâtiment est URMCSLG.

Plans Type



Type : RMMCSLG	<b>Zone 11</b>	<b>Joeuf</b> 1981-1986
----------------	----------------	---------------------------

**Rues concernées**

Rue de la Ravenne et rue Mangin

**Description :** Les bâtiments dans cette zone sont des bâtiments en maçonnerie renforcée avec une longueur d'environ 18 m.

**Photos caractéristiques**



**Bâtiment n°898**

**Caractéristiques des bâtiments selon la typologie**

Type des bâtiments : RM

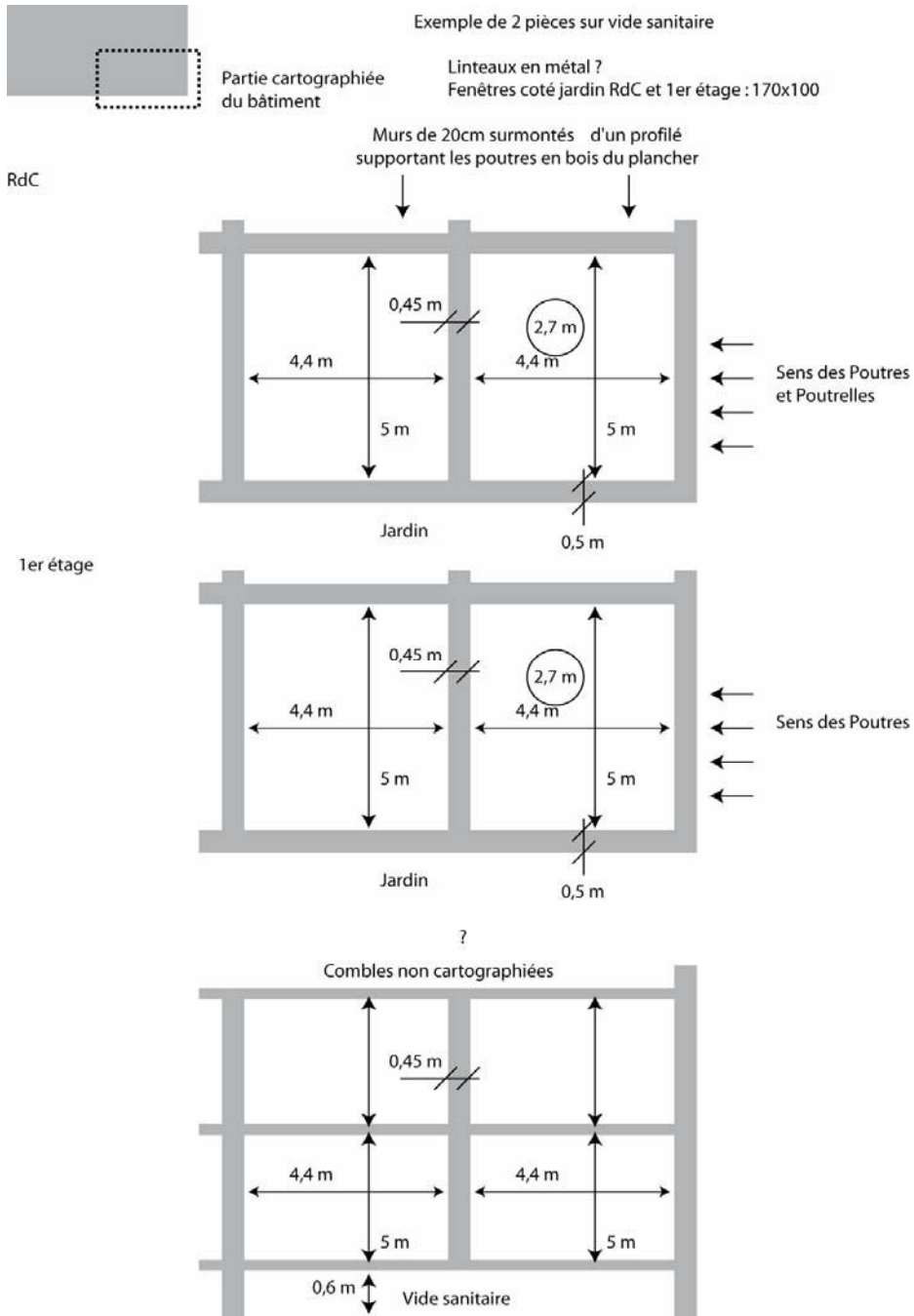
Longueur des bâtiments individuels  $\approx$  18 m : M.

Fondation : UC

Forme : LG

donc le type de chaque bâtiment est RMMUCLG

# Plans Type



## A.2 Zones non visitées

<p><i>TYPE :</i>  <i>ZONE 2A et 2B: RMMWCLG</i>  <i>ZONE 2C : RMMCWLG</i>  <i>ZONE 2D : CFERASG</i></p>	<b>Zone 2</b>	<b>Joeuf</b> 1959 - 1968
---	---------------	-----------------------------

<p>Rues concernées</p> <p>Rue Antoine de Saint-Exupéry</p> <p>Rue de la gare</p> <p>Rue du général de Gaule</p>	<p>Rue du Maréchal de Lattre de Tassigny</p> <p>Quartier Mermoz</p>
---	---

### Zone 2A

<p><b>Description :</b> Dans le ce parti ( La cote d'Arly) les bâtiment sont les bâtiment en année de construction 1959-1968 en maçonnerie renforcé. Dans la zone de 2A il existe au moins 3 bâtiments accolés.</p>
---

### Photos caractéristiques



**Bâtiment n°307**



**Bâtiment n°264**

### Caractéristiques des bâtiments selon la typologie

Type des bâtiments : RM

Longueur des bâtiments (Individuels courts)≈ 10-20 : H

Fondation : WC

Forme : LG

*ZONE 2A, 2B et 2C : RMMWCLG*

*ZONE 2D : CFERASG*

Ce type est comparable à un type présent dans la ville de Nondkeil (**RMMWCLG** ou RM1 Tableau 25 Chapitre 2), avec une longueur supérieure.

## Zone 2B

### Description

Cette sous zone est quasiment identique à 2A mais les bâtiments sont regroupés par 2 et les façades des deux bâtiments ne sont pas alignées.

### Photos caractéristiques



**Bâtiment n°140**



**Bâtiment n°131**

### Caractéristiques des bâtiments selon la typologie

Type des bâtiments : RM

Longueur des bâtiments : M

Fondation : WC

Forme : LG

TYPE : RMMWCLG

## Zone 2C – Bâtiments de la Côte d'Arly

### Description :

Ces bâtiments sont de petites maisons récentes, probablement en maçonnerie renforcée.

### Photos caractéristiques



**Bâtiment n°143**



**Bâtiment n°145**

### Caractéristiques des bâtiments selon la typologie

Type des bâtiments : RM

Longueur des bâtiments  $\approx$ 10-20: M

Fondation : CW

Forme : LG

TYPE : RMMCWLG

## Zone 2D

### Description :

Ce type correspond à des bâtiments récents en béton armé, de grande longueur.

### Photos caractéristiques



**Bâtiment n°167**



**Bâtiment n° 218**

### Caractéristiques des bâtiments selon la typologie

Matériaux : CF

Longueur des bâtiments 60-90m : E

Fondation : RA

Forme : SG

TYPE : CFERASG



TYPE : RMMCSLG	<b>Zone 9</b>	<b>Joeuf</b> 1950 - 1960
-------------------	---------------	-----------------------------

<b>Rues concernées</b>  Rue Pierre de Bar Quartier Les Grandes Fiches	<b>Nouvelles Fiches</b>
--	-------------------------

<b>Description :</b> Ces bâtiments sont supposés être en maçonnerie renforcée compte tenu de leur époque de construction.
--

<b>Photos caractéristiques</b>  	  
Bâtiment n° 486	<b>Bâtiment n°14</b>

<b>Caractéristiques des bâtiments selon la typologie</b>  Type des bâtiments : RM Longueur des bâtiments (Individuels Longs) ≈ 15-20 : M Fondation : CS Forme : LG TYPE : RMMCSLG
---

**B Variabilité des paramètres caractéristiques de chaque type pour développement de fonctions de vulnérabilité dans la ville de Joef.**

**Tableau 61 : Variabilité des paramètres caractéristiques du type UR1( URHCSLG).**

Type de bâti	Méthode Empirique	Bâtiment														Terrain et affaissement	
		Longueur [m]	Hauteur [m]	Matériel	Rigidité	Fondation	Matériel de fondation	Forme	Parois des cave	Plancher de l'étage le plus bas	Linteaux	Protection	Autre éléments de construction	Condition	Etat technique du bâtiment	Terrain d'assise	Rayon de la Cuvette [m]
UR1	NCB (1975) or Wagner et Schümann (1991)	20-30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Yu <i>et al.</i> (1988)	20-30	7-12	2	-	1-2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100-500
	Dzegniuk <i>et al</i> (1997).	20-30	-	-	4-6	3-5	-	2-4	-	-	-	2-4	-	8-12	-	4-12	-
	Kwiatek (1998)	20-30	-	-	-	3-5	3-4	4-6	2-3	3-4	3-5	6-8	1-3	1-3	2-4	6-10	-

Tableau 62. Variabilités des paramètres caractéristiques du type UR2 (URECSLB).

Type de bâti	Méthode Empirique	Bâtiment														Terrain et affaissement	
		Longueur [m]	Hauteur [m]	Matériel	Rigidité	Fondation	Matériel de fondation	Forme	Parois des cave	Plancher de l'étage le plus bas	Linteaux	Protection	Autre éléments de construction	Condition	Etat technique du bâtiment	Terrain d'assise	Rayon de la Cuvette [m]
UR2	NCB (1975) or Wagner et Schümann (1991)	90-120	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Yu <i>et al.</i> (1988)	90-120	7-12	2	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100-500
	Dzegniuk <i>et al</i> (1997).	90-120	-	-	6-8	3-5	-	3-6	-	-	-	8-12	-	8-12	-	8-12	-
	Kwiatek (1998)	90-120	-	-	-	3-5	3-4	4-8	2-3	3-4	3-5	9-15	2-4	2-5	5-10	6-10	-

**Tableau 63. Variabilités des paramètres caractéristiques du type R1 (RMMCWLG).**

Type de bâti	Méthode Empirique	Bâtiment														Terrain et affaissement	
		Longueur [m]	Hauteur [m]	Matériel	Rigidité	Fondation	Matériel de fondation	Forme	Parois des cave	Plancher de l'étage le plus bas	Linteaux	Protection	Autre éléments de construction	Condition	Etat technique du bâtiment	Terrain d'assise	Rayon de la Cuvette [m]
RM1	NCB (1975) or Wagner et Schümann (1991)	10-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Yu <i>et al.</i> (1988)	10-20	8-10	2-3	-	3-5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100-500
	Dzegniuk <i>et al</i> (1997).	10-20	-	-	2-5	0-3	-	1-4	-	-	-	1-2	-	2-6	-	8-12	-
	Kwiatek (1998)	10-20	-	-	-	0-5	2-3	3-5	1-3	0-2	2-3	4-8	1-3	1-3	2-5	4-8	-

Tableau 64. Variabilité des paramètres caractéristiques du type R2 (RMHWCLG).

Type de bâti	Méthode Empirique	Bâtiment														Terrain et affaissement	
		Longueur [m]	Hauteur [m]	Matériel	Rigidité	Fondation	Matériel de fondation	Forme	Parois des cave	Plancher de l'étage le plus bas	Linteaux	Protection	Autre éléments de construction	Condition	Etat technique du bâtiment	Terrain d'assise	Rayon de la Cuvette [m]
RM2	NCB (1975) or Wagner et Schümann (1991)	25-30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Yu <i>et al.</i> (1988)	25-30	8-12	2-4	-	2-4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100-500
	Dzegniuk <i>et al.</i> (1997).	25-30	-	-	2-5	0-3	-	1-4	-	-	-	4-6	-	2-6	-	8-12	-
	Kwiatek (1998)	25-30	-	-	-	0-4	2-3	3-5	1-3	0-2	2-3	8-10	1-3	4-8	3-5	8-12	-

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE  
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL  
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

oOo

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

**Monsieur Denys BREYSSE, Professeur, GHYMAC, Tallence**

**Monsieur Ahmed MEBARKI, Professeur, Université Paris Est, Marne-la-Vallée**

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

**Monsieur SAEIDI Ali**

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,  
une thèse intitulée :

**« La vulnérabilité des ouvrages soumis aux aléas mouvements de terrains ;  
développement d'un simulateur de dommages »**

en vue de l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : « Mécanique - Génie Civil »

Fait à Vandoeuvre, le 04 février 2010

Le Président de l'I.N.P.L.,

F. LAURENT



NANCY BRABOIS  
2, AVENUE DE LA  
FORET-DE-HAYE  
BOITE POSTALE 3  
F - 54501  
VANCEUVRE CEDEX

## **La vulnérabilité des ouvrages soumis aux aléas mouvements de terrains ; développement d'un simulateur de dommages.**

**Résumé :** L'objectif de cette thèse a été de concevoir et développer un simulateur de dommages permettant d'étudier la vulnérabilité d'un territoire soumis à des aléas de mouvements de terrains associés à la présence d'exploitations souterraines. Ce développement repose sur la combinaison d'une méthode de prévision des affaissements miniers, de fonctions de vulnérabilité pour l'évaluation des dommages et d'une base de données des bâtiments. L'enjeu scientifique est le développement de fonctions de vulnérabilité pour les bâtiments en zone d'affaissement minier. Ces fonctions sont comparables à celles utilisées vis-à-vis d'autres aléas comme les séismes et les tsunamis. On a développé et appliqué une méthodologie basée sur des simulations de type Monte-Carlo qui utilise les méthodes existantes d'évaluation des dommages dans les zones d'affaissement minier (méthodes empiriques ou analytiques). Elle permet de prendre en compte l'incertitude sur les paramètres géométriques et mécaniques du bâti. Afin de valider cette méthodologie, les dommages estimés par les fonctions vulnérabilité développées pour des bâtiments en maçonnerie du bassin ferrifère lorrain sont comparées aux dommages observés, consécutifs aux affaissements de 1996 à 1999 en Lorraine. Dans une étape suivante, la méthode des fonctions d'influence a été implémentée dans le simulateur avec certains développements permettant de tenir compte de la variabilité des angles d'influences et permettre le calcul des déformations horizontales du terrain. Les résultats de cette méthode sont validés sur un cas d'affaissement observé dans le bassin ferrifère de Lorraine.

Enfin, une approche probabiliste d'évaluation des dommages est implémentée pour tenir compte de différents scénarios d'affaissement possibles. L'application sur les bâtiments de la ville de Jœuf, permet d'illustrer les différents résultats obtenus.

**Mots clés :** *vulnérabilité, bâti, affaissement minier, dommages, déformation horizontale, courbe de fragilité, courbe de vulnérabilité, approche probabiliste.*

## **Development of a damage simulator for evaluation of buildings vulnerability due to ground movements.**

**Abstract:** The objective of this thesis has been the design and the development of a damage simulator for evaluation of building damage in subsidence regions affected by undergrounds excavations.

The simulator is combining a method for the subsidence prediction, vulnerability functions for assessment of building damage and a database of buildings. The scientific challenge is the development of vulnerability functions for buildings in subsidence regions. These functions are similar to those used for other hazards such as earthquakes and tsunamis. We then developed and applied a methodology based on Monte-Carlo simulations which involves existing methods of building damage assessment in subsidence area (empirical or analytical methods). It allows to take into account uncertainties on both geometrical and mechanical parameters of buildings. To validate this methodology, damages given by the vulnerability functions developed for masonry buildings in the Lorraine Iron ore field are compared to observed damages, resulting from subsidence from 1996 to 1999 in Lorraine. In a next step, the method of influence functions is implemented in the simulator with developments to take into account variability of the influence angles and to allow the calculation of horizontal ground strain. Results of this method are validated with a subsidence case study in the Lorraine iron ore field.

Finally, a probabilistic approach to assess damage is implemented in the simulator to take into account different scenarios of possible subsidence. The application of the simulator on the buildings of the Jœuf city, allows to illustrate the different results.

**Keywords :** *vulnerability, building, mining subsidence, damage, horizontal strain, fragility curve, vulnerability curve, probabilistic approach.*