UNIVERSITÉ DE LORRAINE

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

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.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm

1360931786

02INPL047N

ISTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Ecole des Mines de Nancy OJ 2002 DECK, O.

Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages

ECOLE DOCTORALE RP2E

THESE

Présentée à l'Institut National Polytechnique de Lorraine
en vue de l'obtention du grade de

DOCTEUR DE l'I.N.P.L
Discipline : Génie Civil - Hydosystèmes – Géotechnique

Par

DECK Olivier

Etude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti.

Propositions pour une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité du bâti.

Présentée et soutenue publiquement le 18 septembre 2002

Membres du Jury :

M.	MAGNAN Jean-Pierre	Rapporteur
M.	SHAHROUR Isam	Rapporteur
M.	KASTNER Richard	Examinateur
M.	MAZARS Jacky	Examinateur
M.	JOSIEN Jean-Pierre	Invité
Mme.	HOMAND Françoise	Directeur de thèse
M.	AL HEIB Marwan	Codirecteur de thèse

Service Commun de la Documentation
INPL
Nancy-Brabois

Résumé - Abstract

Résumé :

L'objectif principal de cette recherche est l'étude de différents moyens d'évaluation et de réduction de la vulnérabilité du bâti soumis à un affaissement minier. Différents organismes, le LAEGO, l'INERIS et GEODERIS ont débuté des recherches pour proposer des solutions pratiques pour une réduction du risque.

Les cavités souterraines peuvent être à l'origine d'un affaissement des terrains en surface lorsqu'elles s'effondrent. Les bâtiments affectés peuvent alors être fortement sollicités et subir d'importantes dégradations. C'est pourquoi, il est nécessaire de hiérarchiser le risque de dégradations du bâti localisé dans des zones à risques d'affaissement. En plus d'une analyse bibliographique, la recherche s'est effectuée au moyen de modélisations et d'analyses de données.
La bibliographie propose des méthodes permettant de définir une typologie du bâti, de caractériser les mouvements du terrain, des valeurs seuil des mouvements acceptables par le bâti ainsi que des remèdes.
La modélisation permet d'étudier les phénomènes d'interaction sol-structure. Des modélisations par éléments finis (CESAR-LCPC) permettent de réaliser des études prospectives afin d'évaluer l'importance des phénomènes d'interaction sur la réponse d'une structure soumise à un affaissement de terrain.
Une base de données qui regroupe 400 constructions dégradées dans le bassin ferrifère lorrain a été construite. Diverses méthodes d'analyses de données ont été utilisées qui ont abouti à des analyses critiques et des améliorations des méthodes préalablement existantes en vue d'une hiérarchisation du risque de dégradations du bâti.

L'ensemble des résultats constitue une synthèse des connaissances concernant les processus de dégradation du bâti et l'évaluation de leur vulnérabilité. Les différents résultats permettent de proposer une méthodologie générale de prévision des dégradations du bâti situé dans une zone à risque.

Abstract :

The main purpose of the research was to study different ways to evaluate and to decrease building vulnerability loaded by mining subsidence. Different organisms : INERIS, LAEGO (Mining school in Nancy) and GEODERIS started researches to propose any practical solution for mitigation of risk.

Underground cavities may lead to ground subsidence when collapse. They may induce important loading of structures which may be damaged. Management of urbanised areas which are concerned, deals with damage criteria and remedying propositions. Three axes were followed: a bibliographic synthesis, a numerical research and a statistical research.
The bibliographic research allows to report different building classification, maximum tolerable ground movements and some technical remedial solution.
Modellings have been performed to study soil-structure interaction phenomena. Finite element numerical models (CESAR-LCPC) gave many useful information about effects of soil-structure interaction phenomena on building response to ground subsidence.
A database which collects almost 400 damaged building in Lorraine (France) is analysed with different statistical methods. Theses allows critical comments and improvements of actual methods for building damage estimation

The results, taken as a whole, synthesise knowledge about mining subsidence and building damage process. They allow to develop a methodology for mining damage prevision and mitigation.

Avant-Propos

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 de la région Lorraine et de l'Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques (INERIS).

Je remercie madame Françoise Homand, professeur à l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie, de m'avoir proposé ce sujet, pour ses conseils et pour avoir accepté d'être ma directrice de thèse.

Je remercie monsieur Marwan Al Heib, ingénieur à l'INERIS, pour sa disponibilité, ses conseils, sa confiance, pour l'aide qu'il m'a apporté et pour avoir accepté d'être mon co-directeur de thèse.

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

Monsieur Bennani, ingénieur à l'INERIS et détaché à GEODERIS.
Monsieur Citadyni, président de l'Association de Défense des Victimes des Affaissements Miniers.
Monsieur Didier, directeur adjoint du pôle modélisation et évaluation des risques géotechniques à l'INERIS.
Messieurs Delamarre, Fernagu, Miche, Minel, Poulin, Spatola et Talon, étudiants à l'Ecole des Mines de Nancy.
Monsieur Dubinski, professeur et directeur général du GIG à Katowice (Pologne) et à travers lui l'ensemble du personnel du GIG et en particulier madame Szoltysek et messieurs Kwiatek, Kowalski, Makowka et Muszynski.
Monsieur Emeriault, maître de conférences à l'INSA de Lyon.
Monsieur Gueniffey, maître de conférences à l'Ecole des Mines de Nancy.
Monsieur Josien, directeur de GEODERIS et à travers lui l'ensemble du personnel de GEODERIS.
Monsieur Kadiri, étudiant en thèse à l'Ecole des Mines de Nancy.
Monsieur Kastner, professeur à l'lINSA de Lyon.
Mademoiselle Kojok, étudiante à l'IUT Liban-Sida au Liban.
Monsieur Kopp, ingénieur dans la section dégâts miniers aux HBL.
Monsieur Magnan, directeur technique du département géotechnique au LCPC à Paris.
Monsieur Mazars, professeur à l'INP de Grenoble.
Madame Merrien-Soukatchoff, maître de conférences à l'Ecole des Mines de Nancy.
Monsieur Niemiec, chef d'entreprise en Pologne.
Monsieur Piguet, professeur à l'Ecole des Mines de Nancy.
Monsieur Riou, maître de conférences à l'Ecole Centrale de Nantes.
Monsieur Rouleau, professeur à l'université de Chicoutimi au Québec.
Monsieur Shahrour, professeur à l'EUDIL à Lille.
Monsieur Simonet, architecte à Metz.
Monsieur Souley, ingénieur à l'INERIS.
Monsieur Tauzième, directeur de la direction des risques du sol et du sous-sol à l'INERIS et à travaers lui l'ensemble du personnel de cette direction.
Monsieur Verdel, maître de conférences à l'Ecole des Mines de Nancy.
Monsieur Wojtkowiak, directeur du pôle modélisation et évaluation des risques géotechniques 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.

Sommaire

Résumé - Abstract ---- 1

Avant-Propos ---- 2

Sommaire ---- 3

Liste des figures ---- 6

Liste des tableaux ---- 10

Introduction générale ---- 12

1 Problématique ---- 14

1.1 Description du phénomène ---- 16
1.1.1 Les mouvements du terrain ---- 16
1.1.2 Les structures dégradées ---- 18
1.2 Les affaissements lorrains ---- 22
1.2.1 L'affaissement de Auboué, cité Coinville ---- 23
1.2.2 L'affaissement de Auboué, rue de Metz. ---- 24
1.2.3 L'affaissement de Moutiers ---- 25
1.2.4 L'affaissement de Moutiers (stade). ---- 26
1.2.5 L'affaissement de Roncourt. ---- 27
1.3 Les affaissements miniers dans le monde ---- 28
1.4 Méthodologie d'étude ---- 29

2 Synthèse des connaissances ---- 30

2.1 La prévision des mouvements de la surface des terrains ---- 31
2.1.1 Prévision de la courbe d'affaissement ---- 31
2.1.2 Prévision de la pente du terrain ---- 33
2.1.3 Prévision de la courbure du terrain. ---- 33
2.1.4 Prévision de la déformation horizontale du terrain ---- 34
2.1.5 Prévision des mouvements du terrain par l'utilisation d'abaques ---- 37
1.1.6 Confrontation avec des mesures ---- 42
1.1.7 Conclusions ---- 43
1.2 La prévision du comportement des bâtiments ---- 44
1.2.1 Comportement d'un bâtiment ---- 44
a- Comportement vis-à-vis de la déformation du terrain ---- 44
b- Comportement vis-à-vis de la courbure du terrain ---- 48
c- Comportement global ---- 50
d- Commentaires ---- 51
1.2.2 Valeurs seuils des mouvements du terrain associés à une dégradation du bâti ---- 51
a- Définition d'une échelle de dégradation des bâtiments ---- 52
b- Seuils des mouvements des terrains, attribués à une dégradation ---- 55
1.2.3 Méthodes de prévision des dégradations élaborées ---- 59
a- Les abaques ---- 59
b- Méthodes les plus élaborées ---- 62
c- Commentaires ---- 69
1.1.4 Conclusions ---- 69

1.3 Mesures constructives, de protections ou de réhabilitations des constructions ---- 70
1.4 Conclusions de la synthèse des connaissances ---- 84

3 Analyses statistiques du comportement des structures ---- 86

3.1 Présentation des informations ---- 87
3.1.1 Présentation des cuvettes d'affaissement ---- 87
a- Particularités communes aux cinq cuvettes ---- 87
b- Particularités de chaque cuvette ---- 88
3.1.2 Présentation des rapports d'expertise ---- 89
3.2 La base de données ---- 90
3.2.1 Choix des variables et de leur détermination ---- 90
1.1.2 Commentaires sur les variables ---- 98
1.1.3 Présentation de la base de données ---- 99
1.3 Analyses simples des données ---- 99
1.3.1 Statistiques élémentaires ---- 99
1.3.2 Tableaux des corrélations entre variables ---- 101
1.3.3 Représentations des individus ---- 102
1.3.4 Conclusions ---- 106
1.4 Analyses multidimensionnelles ---- 106
1.4.1 Analyses en composantes principales ---- 106
1.4.2 Analyses factorielles discriminantes ---- 110
a- Analyses cuvette par cuvette ---- 111
b- Analyse des cuvettes ensembles ---- 116
1.4.3 Analyses par segmentation ---- 118
1.5 Synthèses et conclusions ---- 120

4 Etude des phénomènes d'interaction sol-structure ---- 124

4.1 Evaluation de l'importance des phénomènes d'interaction sol-structure ---- 125
4.1.1 Evaluation des phénomènes d'interaction sol-structure en zone de déformation horizontale des terrains. ---- 125
a- Détermination de la raideur horizontale d'une structure "Khs" ---- 125
b- Evaluation de la raideur horizontale du terrain "Kht" ---- 130
c- Comparaison des raideurs horizontale d'un bâti et du terrain ---- 131
4.1.2 Evaluation des phénomènes d'interaction sol-structure en zone de courbure du terrain ---- 132
4.1.3 Conclusions ---- 136
4.2 Etude du comportement d'une structure rigide vis-à-vis des mouvements élémentaires des terrains ---- 137
4.2.1 Définition et présentation des modélisations ---- 137
a- Choix du logiciel de calcul ---- 137
b- Choix de la géométrie du modèle ---- 138
c- Choix des propriétés mécaniques ---- 140
d- Choix des calculs réalisés ---- 141
e- Choix des résultats analysés ---- 143
4.2.2 Présentation des résultats ---- 143
a- Etude de référence ---- 143
b- Etude de l'effet de la courbure des terrains ---- 147
b.1 Etude de l'effet de la courbure des terrains pour des propriétés mécaniques fixes ---- 147
b.2 Influence des propriétés mécaniques du terrain et de la structure sur l'effet de la courbure des terrains ---- 151
c- Etude de l'effet de la déformation horizontale des terrains ---- 154
c.1 Etude de l'effet de la déformation des terrains pour des propriétés mécaniques fixes --- 154
c.2 Influence des propriétés mécaniques du terrain et de la structure sur l'effet de la déformation horizontale du terrain ---- 159
d- Etude de l'effet des propriétés anisotropes du terrain ---- 162
d.1 Comportement sous le poids propre de la structure ---- 164
d.2 Effet d'une déformation horizontale ---- 165

d.3 Comportement sous l'action de la courbure du terrain ---- 168
d.4 Influence du choix du coefficient de Poisson ---- 170
d.5 conclusions ---- 172
4.2.3 Synthèse et analyse des études ---- 172
4.2.4 Conclusions ---- 173
4.3 Méthodologie d'étude globale du comportement d'une structure ---- 175
4.3.1 Présentation de la modélisation globale ---- 175
4.3.2 Justification du modèle ---- 177
4.3.3 Exemples de modélisations globales avec l'étude d'un portique ---- 180
a- Présentation du modèle ---- 180
b- Présentation des résultats ---- 183
4.4 Conclusions ---- 185

5 Proposition d'une méthodologie générale d'évaluation de la vulnérabilité du bâti ---- 187

Conclusion ---- 189

Annexes ---- 191

ANNEXE 1 : Valeurs des seuils des mouvements acceptables par une construction ---- 192
ANNEXE 2 : Base de données et cuvettes d'affaissements ---- 205
ANNEXE 3 : Description et justification des techniques permettant de calculer les variables de la base de données lorsque la coupe de la cuvette n'est pas l'axe de plus grande pente passant par la structure considérée. ---- 220
ANNEXE 4 : Description des méthodes statistiques ---- 226
ANNEXE 5 : Développement des calculs réalisés pour la caractérisation de la rigidité horizontale d'une structure et l'étude de son comportement en zone de courbure. ---- 228
ANNEXE 6 : Définition des propriétés anisotropes d'un matériau ---- 231
ANNEXE 7 : Homogénéisation d'un milieu fracturé ---- 233

Bibliographie ---- 235

Liste des figures

figure 1 : Illustration des conséquences matérielles et psychologiques des affaissements d'Auboué (1996). 15
figure 2 : Illustration du phénomène d'affaissement minier progressif. 16
figure 3 : Illustration du phénomène de fontis (Vachat, 1982). 17
figure 4 : Illustration des mouvements de la surface des terrains et de la géométrie d'une cuvette d'affaissement. .. 18
figure 5 : Illustration des dégradations des constructions et des infrastructures provoquées par un affaissement minier. 19
figure 6 : Discrétisation des mouvements d'une structure subissant un affaissement minier. 20
figure 7 : Définition des déplacements d'une structure. 21
figure 8 : Présentation du bassin ferrifère lorrain (GEODERIS, 2000). 23
figure 9 : Situation des affaissements de Auboué et présentation des plans d'exploitation (Al Heib, 2001). 24
figure 10 : Présentation de la cuvette d'affaissement de la cité Coinville à Auboué ([cm], GEODERIS). 24
figure 11 : Présentation de la cuvette d'affaissement de la rue de Metz à Auboué ([cm], GEODERIS). 25
figure 12 : Situation des affaissements de Moutiers et présentation des plans d'exploitation (Al Heib, 2001). 25
figure 13 : Présentation de la cuvette d'affaissement de Moutiers ([cm], GEODERIS). 26
figure 14 : Présentation de la cuvette d'affaissement du stade ([cm], GEODERIS). 27
figure 15 : Situation des affaissements de Roncourt et présentation des plans d'exploitation (Al Heib 2001). 27
figure 16 : Présentation de la cuvette d'affaissement de Roncourt ([cm], GEODERIS). 28
figure 17 : Représentation graphique des formules de l'affaissement vertical du tableau 2. 32
figure 18 : Représentation graphique des formules de la déformation horizontale des terrains et de la dérivée seconde des formules mathématiques de l'affaissement vertical. 36
figure 19 : Relations entre la courbure du terrain et la déformation horizontale (Karmis et al. 1984, complété par les formules de Schümann 1992 et Orchard et Allen 1965). 37
figure 20 : Valeur maximale des paramètres d'affaissement en fonction de la profondeur d'exploitation et pour un affaissement maximal unitaire, Kratzsch (1983). 38
figure 21 : Valeur des facteurs de proportionnalité pour l'estimation des déformations et de la pente maximale en fonction du rapport W/H, pour des exploitations sous-critiques et critiques. 39
figure 22 : Position des points de compression, traction et de pente maximales en fonction du rapport W/H, Whittaker et Reddish (1989). 40
figure 23 : Variations de l'affaissement vertical, des déplacements horizontaux et des déformations en fonction de l'emplacement, Proust (1964). 40
figure 24 : Variation des facteurs de proportionnalité permettant l'estimation de l'affaissement, de la pente, de la déformation et de la courbure pour une exploitation d'aire critique, Yokel et al. (1981). 41
figure 25 : Exemples de profils mesurés des mouvements des terrains. 42
figure 26 : Schémas présentant les comportements possibles d'une structure vis-à-vis de la déformation horizontale des terrains, selon différents auteurs (A à J). 46
figure 27 : Phénomènes d'hystérésis dans le comportement de l'interface sol-structure vis-à-vis de la déformation horizontale des terrains et répercussion sur la sollicitation résultante dans une structure selon sa position dans la cuvette d'affaissement (Geddes et Kennedy, 1984). 47
figure 28 : Schémas présentant les comportements possibles d'une structure vis-à-vis de la courbure des terrains, selon différents auteurs (a à g). 48
figure 29 : Expériences mettant en évidence le comportement d'une structure en maçonnerie et l'orientation de la fissuration. 49
figure 30 : Schémas présentant les comportements possibles d'une structure vis-à-vis du cumul de la déformation et de la courbure des terrains. 50
figure 31 : Définition des mouvements des terrains et de la structure auxquels des seuils sont affectés. 56
figure 32 : Comparaison des différentes grandeurs caractérisant la distorsion de la structure. 57
figure 33 : Comparaison des différents seuils. 58
figure 34 : Abaques 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) et Wagner et Schümann (1991). 60
figure 35 : Abaque de Boscardin et Cording (1989) définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de l'angle de distorsion de la structure. 61
figure 36 : 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 Schümann (1991). 62
figure 37 : Logiques de protections des ouvrages en site d'affaissement minier. 70
figure 38 : Réalisation d'un joint de glissement sous les fondations ou au-dessus. 72
figure 39 : Exemples de tranchées périphériques (localisation et matériaux de remplissage). 73
figure 40 : Mesures architecturales visant à séparer la structure en modules de forme simple et indépendants (Soots 1969). 74

figure 41 : Mesures architecturales visant à homogénéiser le comportement de la structure (Kwiatek, 1998). 74
figure 42 : Dimensionnement de la largeur des joints verticaux (Neuhaus, 1969). 75
figure 43 : Exemples de joints verticaux de désolidarisation. 76
figure 44 : Illustrations du principe de redressement des bâtiments inclinés. 77
figure 45 : Consolidation d'un bâtiment à l'aide d'un "corset" métallique pour le redresser (Niemiec, 2001). 77
figure 46 : Consolidation des fondations d'un bâtiment avant redressement. 77
figure 47 : Exemple de la mise en œuvre d'un redressement en Pologne (Niemiec, 2001). 78
figure 48 : Exemple de plans pour la mise en œuvre d'un redressement en Pologne (Niemiec, 1999). 79
figure 49 : Mesures visant à rigidifier la superstructure (Kwiatek, 1998). 81
figure 50 : Consolidation d'un bâtiment par "corset" métallique ou par câbles périphériques (Kawulok 2000). 81
figure 51 : Consolidation d'un bâtiment avec tirants et ceinture périphérique en béton armé en Pologne (Niemiec, 2001). 82
figure 52 : Exemples de réparations de bâtiments. 82
figure 53 : Exemples de consolidations de bâtiment avec tirants périphériques et profilés métalliques (photographies personnelles). 83
figure 54 : Définition d'un profil d'affaissement et de ses points caractéristiques. 90
figure 55 : Définition de la longueur des constructions 91
figure 56 : Calcul de la pente de la cuvette au niveau de chaque construction. 93
figure 57 : Calcul de la courbure de la cuvette par dérivée seconde de l'affaissement (Exemple sur la coupe n°14 de Moutiers-Haut). 93
figure 58 : Estimation de l'angle de distorsion de chaque construction. 94
figure 59 : Définition de l'amplitude des déformations horizontale du terrain. 95
figure 60 : Définition de la variable LIEU. 95
figure 61 : Définition de l'orientation de la structure « P/A ». 96
figure 62 : Représentation des individus dans le plan "ADEF-PENTE" 103
figure 63 : Représentation des individus dans les plans "ADEF-DIS" et " ADEF-COURB". 104
figure 64 : Représentation des individus dans le plan "ADEF-L". 104
figure 65 : Représentation des individus dans le plan "ADEF-L_c". 104
figure 66 : Représentation des individus dans le plan "LIEU-L". 105
figure 67 : Résultats de l'analyse en composantes principales de la cuvette de Moutiers-Haut ; représentation des cercles des corrélations dans les plans 1-2 et 1-3. 107
figure 68 : Analyse en composantes principales des individus de la cuvette du Stade à Moutiers. 108
figure 69 : Résultats de l'analyse en composantes principales de la cuvette de la rue de Metz à Auboué ; représentation des cercles des corrélations dans les plans 1-2 et 1-3. 108
figure 70 : Résultats de l'analyse en composantes principales de la cuvette de la cité Coinville à Auboué ; représentation des cercles des corrélations dans les plans 1-2 et 1-3. 109
figure 71 : Résultats de l'analyse en composantes principales de la cuvette de Roncourt ; représentation des cercles des corrélations dans les plans 1-2 et 1-3. 110
figure 72 : Analyse discriminante avec toutes les variables de la cuvette de Moutiers-Haut 111
figure 73 : Analyse discriminante avec un nombre restreint de variables de la cuvette de Moutiers-Haut 112
figure 74 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette du Stade à Moutiers. 112
figure 75 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette de la rue de Metz à Auboué. 113
figure 76 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette de la rue de Metz à Auboué, avec prise en considération des constructions accolées. 113
figure 77 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette de la Cité Coinville à Auboué. 114
figure 78 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette de la Cité Coinville à Auboué, avec prise en considération des constructions accolées. 115
figure 79 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette de Roncourt. 115
figure 80 : Analyses discriminantes avec les variables de toutes les cuvettes 117
figure 81 : Arbre de décision pour les individus de la cuvette de Moutiers-Haut. 118
figure 82 : Arbre de décision pour les individus de la cuvette du Stade à Moutiers 118
figure 83 : Arbre de décision pour les individus de la cuvette de la cité Coinville à Aubouës. 119
figure 84 : Arbre de décision pour les individus de la cuvette de Roncourt. 119
figure 85 : Méthodologie adoptée pour évaluer l'importance des phénomènes d'interaction sol-structure. 125
figure 86 : Typologie du bâti et présentation de leur modélisation. 126
figure 87 : Raideur horizontale calculée pour différents modèles de structures 127
figure 88 : Utilisation d'abaques pour l'évaluation de la raideur horizontale "Khs" de différentes structures 128
figure 89 : Présentation des dimensions du modèle de paroi pleine. 129
figure 90 : Utilisation d'un modèle numérique pour estimer l'étendue du terrain participant à sa propre raideur horizontale. 131
figure 91 : Récapitulatif et comparaison de l'ordre de grandeur des raideurs des structures et du terrain. 132
figure 92: Mise en évidence des différents comportements possibles d'une structure en zone de courbure. 133

figure 93 : Comportement d'un ouvrage en zone concave. Calcul de l'effort et du travail nécessaire à la déformation du terrain. 134
figure 94 : Comportement d'un ouvrage en zone convexe. Calcul de l'effort et du travail nécessaire à la déformation du terrain. 134
figure 95 : Calcul du rayon de courbure minimal que peut prendre la structure compte tenu de son chargement. 135
figure 96 : Synthèse du comportement d'une structure en zone de courbure. 136
figure 97 : Dimensions des modélisations pour l'étude des phénomènes d'interaction sol-stucture en zone de courbure et en zone de déformation. 138
figure 98 : Conditions aux limites et phases de calculs pour étudier l'effet de la courbure des terrains. 139
figure 99 : Conditions aux limites et phases de calculs pour étudier l'effet de la déformation horizontale du terrain. 139
figure 100 : Présentation des coupes le long desquelles ont été tracées la variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillements. 143
figure 101 : Résultats globaux du calcul de référence (déformation et courbure nulles). 144
figure 102: Contraintes dans le terrain et dans l'ouvrage pour le calcul de référence (déformation et courbure nulles). 145
figure 103 : Répartition théorique des contraintes verticales sous une fondation. 146
figure 104 : Résultats d'ensemble de l'effet d'une courbure du terrain (R = +/- 1000 m) 148
figure 105 : Répartition des contraintes dans le terrain pour un terrain concave ou convexe. 149
figure 106 : Répartition des contraintes horizontales dans la structure pour un terrain concave. 150
figure 107 : Répartition des contraintes horizontales dans la structure pour un terrain convexe. 150
figure 108 : Répartition des contraintes dans la structure et dans le terrain pour différentes caractéristiques des matériaux (zone concave, rayon = -1000m). 152
figure 109 : Répartition des contraintes dans la structure et dans le terrain pour différentes caractéristiques des matériaux (zone convexe, rayon = 1000m). 153
figure 110 : Résultats d'ensemble de l'effet d'une déformation horizontale du terrain (ε = +/- 5.10^{-3}). 155
figure 111 : Répartition des contraintes dans le terrain pour une sollicitation en déformation. 156
figure 112 : Répartition des contraintes horizontales dans la structure pour une sollicitation en compression. 158
figure 113 : Répartition des contraintes horizontales dans la structure pour une sollicitation en traction. 158
figure 114 : Influence du module de Young du terrain et de la structure vis-à-vis d'une déformation de compression (-5.10^{-3}). 160
figure 115 : Influence du module de Young du terrain et de la structure vis-à-vis d'une déformation de traction (5.10^{-3}). 161
figure 116 : Définition des propriétés mécanique du milieu anisotrope étudié. 163
figure 117 : Contraintes dans le terrain et dans l'ouvrage pour une structure reposant sur un sol horizontal, effet de l'anisotropie et comparaison des zones plastiques. 165
figure 118 : Influence de l'anisotropie sur le comportement en zone de compression. 166
figure 119 : Influence de l'anisotropie, comparaison des zones plastiques entre la zone d'extension et la zone de compression. 167
figure 120 : Influence de l'anisotropie sur le comportement en zone de traction. 167
figure 121 : Influence de l'anisotropie sur le comportement en zone concave. 169
figure 122 : Influence de l'anisotropie sur le comportement en zone convexe. 169
figure 123 : Influence de l'anisotropie, comparaison des zones plastiques entre la zone concave et convexe. 170
figure 124 : Influence des coefficients de Poisson en calcul isotrope transverse. 171
figure 125 : Synthèse des contraintes horizontales de traction maximales observées dans la structure. 172
figure 126 : Représentation schématique du comportement d'une structure vis-à-vis de la déformation horizontale du terrain et vis-à-vis de la courbure. 173
figure 127 : Présentation du modèle numérique global permettant l'étude de l'interaction sol-structure et de l'interaction entre mouvements du terrain. 176
figure 128 : Exemples de résultats obtenus dans le modèle global en imposant un profil d'affaissement réel. 176
figure 129 : Influence de la hauteur du modèle numérique global sur les contraintes et déformations. 177
figure 130 : Comparaison de la méthodologie de modélisation par un calcul semblable réalisé avec FLAC et avec CESAR. 178
figure 131 : Présentation du modèle numérique réalisé avec UDEC. 179
figure 132 : Présentation de la méthode de comparaison entre les résultats calculés par UDEC et ceux calculés par CESAR avec la méthodologie adoptée. 179
figure 133 : Résultats de la comparaison des calculs réalisés avec UDEC (calé sur la réalité) et avec la méthodologie adoptée avec CESAR. 180
figure 134 : Présentation du modèle global permettant d'étudier le comportement d'une structure de type portique. 181
figure 135 : Sollicitation en quatre phases du modèle global permettant d'étudier le comportement d'une structure de type portique 182
figure 136 : Déformations et contraintes horizontales dans le terrain en zone d'extension maximale. 183

figure 137 : Déformations et contraintes horizontales dans le terrain en zone de compression maximale..... 183
figure 138 : Moments de flexion mesurés dans les éléments de la structure dans la zone de d'extension ou de compression maximale..... 184
figure 139 : Méthodologie générale d'étude de la vulnérabilité du bâti..... 188

Figures des annexes :

figure I : Cuvette de Moutiers-Haut..... 205
figure II : Cuvette du Stade à Moutiers 208
figure III : Cuvette de la rue de Metz à Auboué..... 210
figure IV : Cuvette de la cité Cionville à Auboué 214
figure V : Cuvette de Roncourt 217
figure VI : Configuration générale d'un ouvrage dans une zone d'affaissement 219
figure VII : Schématisation de la cuvette pour les calculs de transposition de la coupe à l'axe de plus grande pente. 220
figure VIII : Transposition de la pente suivant la coupe à la pente suivant l'axe de plus grande pente..... 221
figure IX : Modélisation locale de la cuvette par un cylindre, mise en évidence des courbes intersection du cylindre avec les différents plans d'observation. 223
figure X : Comportement du terrain en zone de courbure concave..... 227
figure XI : Comportement du terrain en zone de courbure convexe..... 228
figure XII : Définition des propriétés mécanique du milieu anisotrope étudié..... 230
figure XIII : Présentation du milieu fracturé..... 232

Liste des tableaux

tableau 1 : Présentation des affaissements miniers référencés dans le bassin ferrifère lorrain. 23
tableau 2 : Formules mathématiques permettant de reproduire le profil d'affaissement vertical d'un affaissement minier. 31
tableau 3: Formules mathématiques permettant de reproduire le profil de la pente d'une cuvette d'affaissement, ou d'en estimer la valeur maximale. 33
tableau 4 : Formules mathématiques permettant d'estimer la valeur minimale du rayon de courbure d'une cuvette d'affaissement. 34
tableau 5 : Formules mathématiques permettant de reproduire le profil de la déformation horizontale des terrains, ou d'en estimer la valeur maximale. 35
tableau 6 : Echelle de classification des dégradations selon le National Coal Board (1975). 52
tableau 7 : Echelle de classification des dégradations selon Burland (1997). 52
tableau 8: Echelle de classification des dégradations selon Stacey et Bakker (1992). 53
tableau 9 : Echelle de classification des dégradations selon Bhattacharya et Singh (1984). 53
tableau 10 : Echelle de classification des dégradations selon Pellissier et al. (1992). 53
tableau 11 : Echelle de classification des dégradations selon Ji-Xian (1985). 54
tableau 12 : Echelle de classification des dégradations selon Bruhn et al. (1982). 54
tableau 13 : Comparaison et équivalences entre les différentes échelles de classification des dégradations. 54
tableau 14 : Valeurs et seuils adoptés pour l'élaboration de l'abaque de Boscardin et Cording (1989). 61
tableau 15 : Classification des structures et des dégradations selon Bhattacharya et Singh (1984). 63
tableau 16: Classification des structures et des dégradations selon Yu et al. (1988). 63
tableau 17 : Classification des structures et des dégradations du Kwiatek (1998). 65
tableau 18 : Classification des structures et des dégradations selon Dzegniuk et Hejmanowski (2000). 66
tableau 19 : Caractérisation de l'état technique du bâtiment, de son assise et de ses caractéristiques (Kwiatek, 1998). 67
tableau 20 : Détermination de la classe de résistance la structure en fonction de ses caractéristiques (Kwiatek, 1998). 67
tableau 21 : Déformation des terrains admissible en fonction de la classe de la structure, de son assise et de son état technique. 68
tableau 22 : Réalisation d'un joint de glissement sous les fondations 71
tableau 23 : Réalisation de tranchées périphériques à l'ouvrage. 73
tableau 24 : Constitution des structures en modules indépendants. 75
tableau 25 : Caractéristiques de l'affaissement de Moutiers-Haut. 88
tableau 26 : Caractéristiques de l'affaissement de Moutiers (Stade). 88
tableau 27 : Caractéristiques de l'affaissement de la rue de Metz à Auboué. 88
tableau 28 : Caractéristiques de l'affaissement de la cité Coinville à Auboué. 89
tableau 29 : Caractéristiques de l'affaissement de Roncourt. 89
tableau 30 : Définition de la classe de dégradation des constructions "CLA" 91
tableau 31 : Définition de la variable FORME 92
tableau 32 : Synthèse des variables utilisées pour l'étude statistique. 97
tableau 33 : Statistiques élémentaires sur les affaissements miniers lorrains. 100
tableau 34 : Corrélations entre variables de la cuvette de Moutiers-Haut. 101
tableau 35 : Corrélations entre variables de la cuvette du Stade à Moutiers. 102
tableau 36 : Corrélations entre variables de la cuvette de la rue de Metz. 102
tableau 37 : Corrélations entre variables de la cuvette de la cité Coinville à Auboué. 102
tableau 38 : Corrélations entre variables de la cuvette de Roncourt. 102
tableau 39 : Synthèse des analyses statistique et poids respectif de chaque variable (%). 121
tableau 40 : Synthèse des critères adoptés pour la hiérarchisation et poids respectif (%). 122
tableau 41 : Raideur d'une paroi pleine en fonction de ses dimensions et de celles d'une ouverture. 129
tableau 42 : Propriétés mécaniques du terrain 140
tableau 43 : Propriétés mécaniques de l'interface. 140
tableau 44 : Caractéristiques mécaniques homogénéisées d'une maçonnerie. 141
tableau 45 : Caractéristiques mécaniques des matériaux constituant une maçonnerie. 141
tableau 46 : Résultats d'essais en laboratoire sur une maçonnerie ; Shaan (1987), citant Page et al. 141
tableau 47 : Rayons de courbure du terrain étudiés et équivalence en terme d'angle de distorsion et de décollement initial de la structure. 142
tableau 48 : Déformations horizontales du terrain étudiées. 142
tableau 49 : Description des différentes modalités considérées dans les calculs numériques. 142

tableau 50 : Comparaison des contraintes horizontales dans la structure, aux extrémités de la coupe centrale (zone concave). *150*
tableau 51 : Comparaison des contraintes horizontales dans la structure, aux extrémités de la coupe centrale en fonction des caractéristiques mécaniques du terrain (zone concave). *152*
tableau 52 : Comparaison des contraintes horizontales dans la structure, aux extrémités de la coupe centrale en fonction des caractéristiques mécaniques du terrain (zone convexe). *153*
tableau 53 : Comparaison des contraintes horizontales dans la structure, aux extrémités de la coupe centrale. ... *158*
tableau 54 : Exemple de rapports d'anisotropie mesurés pour différentes argiles. *163*
tableau 55 : Récapitulatif des études réalisées pour étudier l'effet de l'anisotropie du terrain sur le comportement d'une structure rigide en zone de courbure ou en zone de déformation. *164*
tableau 56: Dimensions des éléments constitutifs du portique étudié. *181*
tableau 57 : Valeurs des différents mouvements du terrain au niveau de la structure, pour chaque étude. *182*

Tableaux des annexes :

tableau I : Base de données de la cuvette de Moutiers-Haut *206*
tableau II : Base de données de la cuvette du Stade à Moutiers *209*
tableau III : Base de données de la cuvette de la rue de Metz à Auboué (sans regroupement des maisons accolées) *211*
tableau IV : Base de données de la cuvette de la rue de Metz à Auboué (avec regroupement des maisons accolées) *213*
tableau V : Base de données de la cuvette de la cité Coinville à Auboué (sans regroupement des maisons accolées) *215*
tableau VI : Base de données de la cuvette de la cité Coinville à Auboué (avec regroupement des maisons accolées) *216*
tableau VII : Base de données de la cuvette de Roncourt *218*
tableau VIII : Vérification de la valeur de "θ_2" proche de zéro *224*
tableau IX : Résultat des calculs d'homogénéisation. *233*

Introduction générale

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 sus-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'activités prospères est à l'origine de l'existence d'environ 14000 hectares de terrains sous-minés dont 2000 hectares urbanisés.

Depuis 1996, cinq affaissements se sont produits dans le bassin ferrifère lorrain. 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.

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 est devenu urgent de comprendre les mécanismes à l'origine de la dégradation du bâti, d'élaborer des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité du bâti ainsi que de proposer des solutions constructives. Ces différents objectifs doivent permettrent de contribuer à l'élaboration de plans de prévention des risques et de participer à l'élaboration de règles de constructions pour le bâti neuf en zone potentiellement affaissable.

Ces objectifs constituent l'objet de cette thèse dans laquelle des éléments de réponses sont apportés par l'intermédiaire de différents moyens de recherches : analyse bibliographique, analyse de données et finalement la modélisation numérique. Ce mémoire 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 déplacements consécutifs des structures. Les questions essentielles soulevées par les affaissements miniers, en terme de conséquences sur le bâti y sont exposées.

La deuxième partie rassemble et synthétise les connaissances actuelles, théoriques, empiriques et techniques concernant les conséquences des affaissements miniers sur le bâti. En effet l'existence d'un grand nombre de bassins miniers à travers le monde est à l'origine de nombreuses études. En particulier cette synthèse regroupe des formules permettant d'évaluer les déplacements du terrain, des schémas permettant d'appréhender le comportement d'ensemble des structures, des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité de bâti, ainsi que des solutions constructives permettant de diminuer la vulnérabilité des constructions.

Dans la troisième partie, nous présentons les résultats de plusieurs analyses statistiques réalisées avec les données recueillies après les affaissements miniers lorrains de 1996 à 1999. Son objectif est de profiter au mieux des informations contenues dans ces cas réels d'affaissements afin de les confronter avec les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité proposées dans la bibliographie. En particulier, chaque ouvrage dégradé est caractérisé par des variables caractéristiques de sa dégradation, de sa géométrie, de l'amplitude des mouvements et de sa position dans la cuvette d'affaissement. La base de données est

étudiée au moyen des corrélations entre variables, des projections des individus et par des analyses multidimensionnelles.

Dans la quatrième partie, nous analysons les phénomènes d'interaction sol-structure qui apparaissent durant un affaissement de terrain par le biais de modèles analytiques et numériques. Le premier objectif est d'élaborer une méthode permettant de mettre en évidence les cas où les mouvements des terrains se transmettent à l'ouvrage. Le deuxième objectif est d'étudier les phénomènes d'interaction sol-structure qui interviennent lorsqu'une structure rigide est sollicitée par un affaissement et en particulier d'étudier l'effet des propriétés mécaniques et de l'amplitude des mouvements du terrain sur ces phénomènes.

La confrontation et la complémentarité des différentes approches explorées, statistique d'une part, par modélisation d'autre part, nous permet, en cinquième partie, de proposer une méthodologie générale d'étude et d'évaluation de la vulnérabilité d'une construction soumise à un affaissement minier.

1 Problématique

L'effondrement des cavités souterraines, puis l'affaissement des terrains en surface sont une évolution naturelle, résultat de l'action permanente de la gravité. Dans le cas de cavités souterraines anthropiques, ces affaissements peuvent revêtir, à double titre, un caractère inacceptable. Premièrement, les risques liés à ce phénomène (occurrence et conséquences) sont d'autant moins acceptés qu'il existe une origine et une responsabilité humaine dans leur existence. Deuxièmement, ces mêmes risques sont d'autant moins tolérés qu'ils sont subis et non pas acceptés par la population. Ces deux aspects permettent d'expliquer l'effervescence qui a fait suite aux affaissements miniers de Auboué, Moutiers et Roncourt entre 1996 et 1999 dans le bassin ferrifère lorrain :

- Effervescence des habitants dont les maisons ont été dégradées, parfois détruites et qui ont demandé des explications, des indemnisations, parfois un relogement, des soutiens, de la compréhension...
- Effervescence des pouvoirs publics face à des phénomènes qui ont meurtri des communes entières et qui sont susceptibles de se reproduire ailleurs où d'autres zones urbanisées sous-minées existent.
- Effervescence médiatique étant donnée l'importance sociale, économique, politique et environnementale du phénomène.

Effervescence dont la figure 1 témoigne et qui a conduit chacun à rechercher les responsabilités, d'une part, et les mesures à prendre, d'autre part. Concernant le second point, un organisme a été créé, structuré en groupement d'intérêt public (GIP), avec pour mission la prévention des risques et la surveillance des ouvrages miniers : GEODERIS. A l'amont des décisions prises par cet organisme, compétent dans la gestion du risque lié aux exploitations souterraines, un travail de recherche important est nécessaire et a été encouragé par la création d'un groupement de recherche, le GISOS (Groupement de recherche sur l'Impact et la Sécurité des Ouvrages Souterrains) qui associe des chercheurs de trois organismes : l'INPL, l'INERIS et le BRGM. Cette thèse s'est effectuée dans le cadre du GISOS.

Les questions essentielles auxquelles ce travail a cherché à répondre sont les suivantes :

- Peut-on prévoir les dégradations susceptibles d'affecter un bâtiment subissant un affaissement induit par des cavités souterraines ?
- Peut-on proposer des solutions préventives afin de limiter les dégradations susceptibles d'affecter un bâtiment subissant un affaissement minier ?
- Peut-on proposer des solutions en vue d'une réhabilitation des ouvrages dégradés ?

Les réponses à ces questions doivent permettre de constituer une méthodologie d'étude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti. Avant d'apporter des éléments de réponses, une présentation détaillée du phénomène s'impose : ses causes, ses caractéristiques... Nous avons délibérément choisi de ne pas restreindre l'étude aux seuls cas des affaissements miniers lorrains bien qu'ils soient décrits en détail.

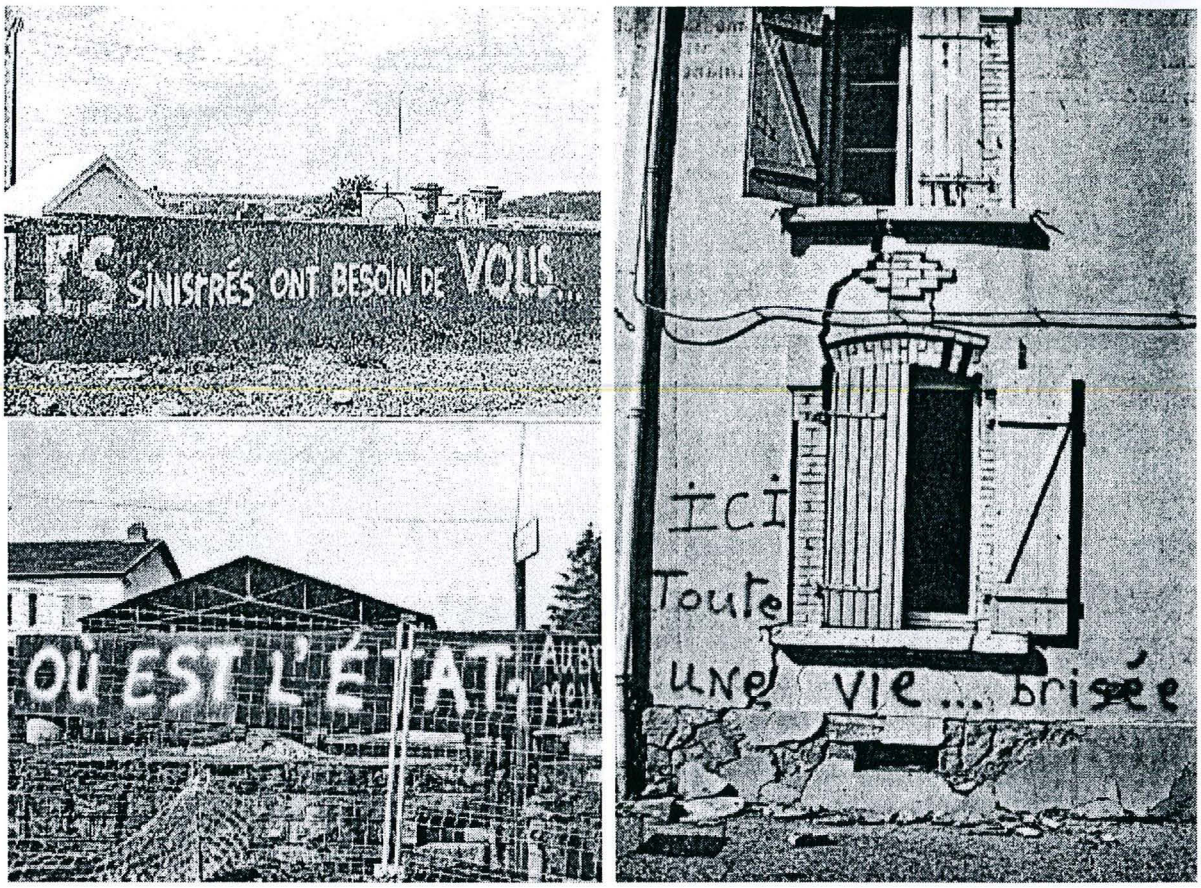


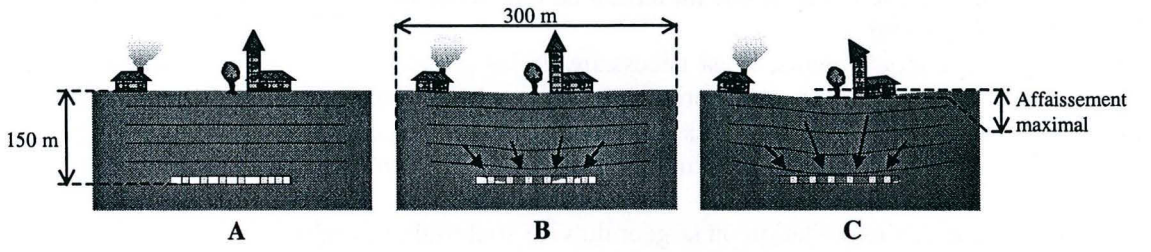
figure 1 : Illustration des conséquences matérielles et psychologiques des affaissements d'Auboué (1996).

1.1 Description du phénomène

1.1.1 Les mouvements du terrain

Les affaissements sont provoqués par la rupture des piliers ou du recouvrement des mines, des carrières souterraines ou des cavités naturelles. Différents types d'affaissements existent, qui n'ont ni les mêmes particularités, ni la même dénomination. Lorsque la cavité souterraine est d'origine anthropique, l'affaissement peut être qualifié de minier. Les affaissements peuvent alors être distingués selon leur typologie, fontis ou affaissement généralisé, et selon la forme de l'affaissement en surface, continue ou discontinue.

▫ On parle **d'affaissement minier généralisé** (figure 2) lorsqu'une zone étendue de l'exploitation souterraine s'effondre. 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.



A – Présence d'une exploitation souterraine. Dégradation du toit et des piliers.

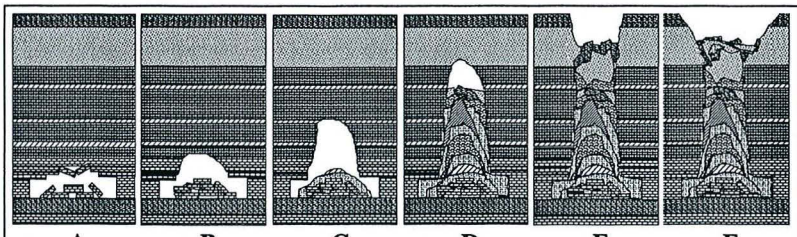
B – Rupture d'un ensemble de piliers, effondrement de l'exploitation et début de l'affaissement progressif des terrains sus-jacents. 90 % de l'affaissement se produit en quelques heures ou quelques jours. Les constructions sont dégradées.

C – Achèvement de la formation de la cuvette qui se stabilise en quelques mois.



figure 2 : Illustration du phénomène d'affaissement minier progressif.

▫ On parle de **fontis** (figure 3) lorsque le ciel de l'exploitation s'effondre localement, provoquant la remontée progressive d'une cloche, dite de fontis, au fur et à mesure de l'effondrement des couches successives et ce jusqu'à son apparition éventuelle à la surface. L'effondrement qui en résulte est souvent très localisé, brutal et peut être de forte amplitude avec des discontinuités nettes du terrain en surface. Ce type d'effondrement n'est pas l'objet de cette recherche.





5 - Effondrement de marnière en Haute-Normandie

A - Rupture de toit avec chutes de blocs dans une ancienne exploitation.
B - Montée de voûte par chutes successives de blocs du bas-toit.
C - Début de formation d'une cloche de fontis. Un cône d'éboulis commence à se former.
D - La cloche de fontis continue à se développer vers la surface. Le cône d'éboulis a rempli la cavité souterraine.
E - Le fontis débouche au jour provoquant l'effondrement des terrains de surface.
F - Suite à l'altération des terrains superficiels. Le fontis prend une forme d'entonnoir stable.

figure 3 : Illustration du phénomène de fontis (Vachat, 1982).

Dans le cas d'affaissements miniers progressifs, la cuvette, en surface, prend 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-affaissement 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 nous sommes placés ici dans le cas d'un pendage horizontal de la couche exploitée.
- **O** : ouverture de l'exploitation.
- γ : angle d'influence qui permet de localiser le bord de la cuvette d'affaissement par rapport au bord de l'exploitation. Généralement cet angle est compris entre 10 et 35 degrés.
- δ : angle de fracture qui permet de localiser l'emplacement de la déformation d'extension horizontale maximale du terrain par rapport au bord de l'exploitation. Généralement, cet angle est compris entre -5 et 25 degrés.
- ε : déformation horizontale 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 ;
- ε_c : désignation explicite de la déformation de compression du terrain ;
- ε_t : désignation explicite de la déformation de traction du terrain ;
- ε_{max}, ε_{cmax}, ε_{tmax} : valeur maximale dans la cuvette, respectivement, de la déformation (indifféremment de traction ou compression), de la déformation de compression et de celle de traction ;
- **P** : pente d'un point de la cuvette d'affaissement à la surface du terrain ;
- $\mathbf{P_{max}}$: 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) ;
- $\mathbf{R_{min}}$: valeur minimale du rayon de courbure dans la cuvette ;
- **U** : déplacement horizontal d'un point de la cuvette d'affaissement à la surface du terrain ;
- $\mathbf{A_{mc}}$: Affaissement maximal critique mesuré au centre de la cuvette pour une exploitation d'aire critique ;
- $\mathbf{A_m}$: 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 ;

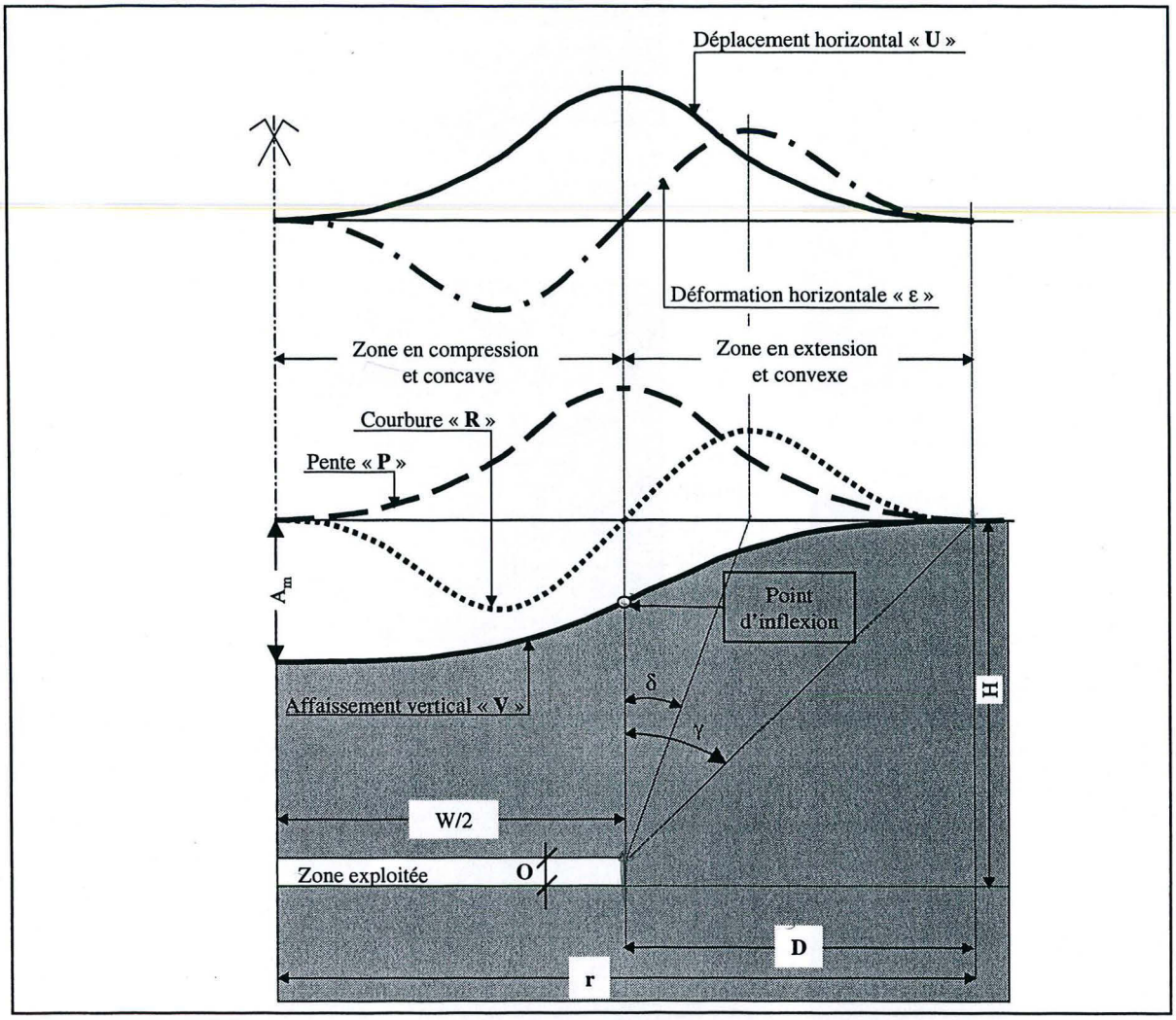


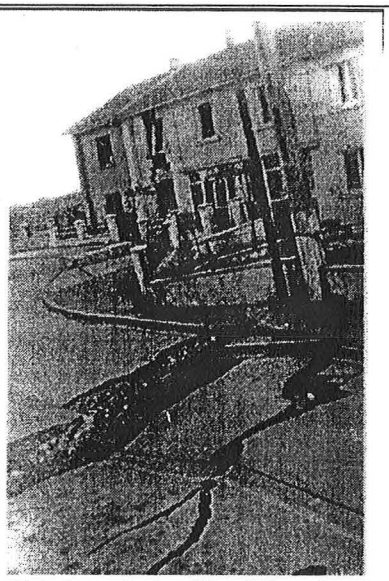
figure 4 : Illustration des mouvements de la surface des terrains et de la géométrie d'une cuvette d'affaissement.

L'ensemble des 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. Afin d'enlever toute ambiguïté, les mouvements de la structure seront caractérisés par d'autres grandeurs, qui pourront parfois être identiques aux mouvements des terrains.

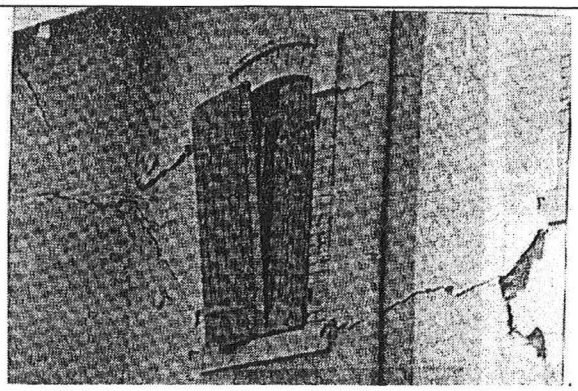
1.1.2 Les structures dégradées

Les structures bâties à la surface des terrains et soumises aux mouvements d'un affaissement minier sont susceptibles d'être dégradées. Les photographies de la figure 5 permettent de prendre conscience de l'amplitude et la nature des dégradations engendrées par un affaissement.

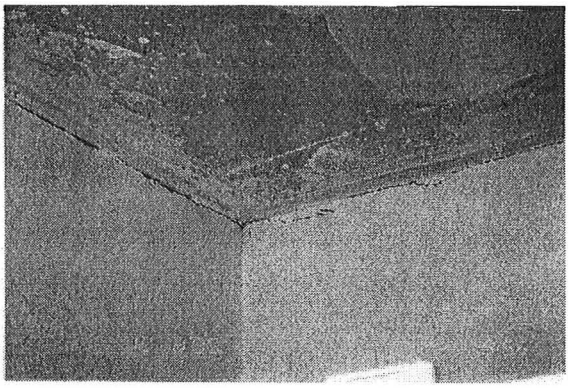
Il est important de ne pas se fier aux images les plus spectaculaires, qui pourraient fausser l'appréhension générale du risque si on les considérait comme des dégradations typiques. En effet, il ne s'agit pas de surestimer le risque, ni pour les constructions, ni pour leurs occupants. En particulier une grande proportion des dégradations des bâtiments reste mineure.



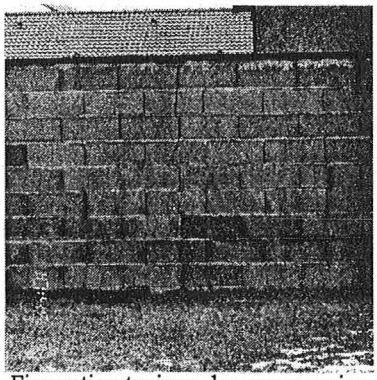
Très importantes dégradations des infrastructures
(bassin ferrifère lorrain)



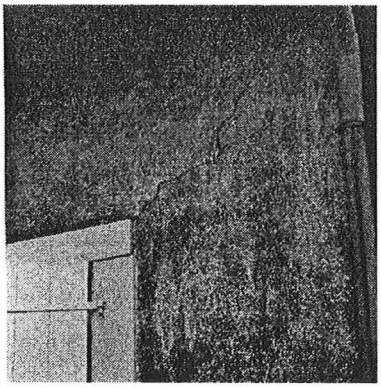
Très importantes dégradations des constructions
(bassin ferrifère lorrain)



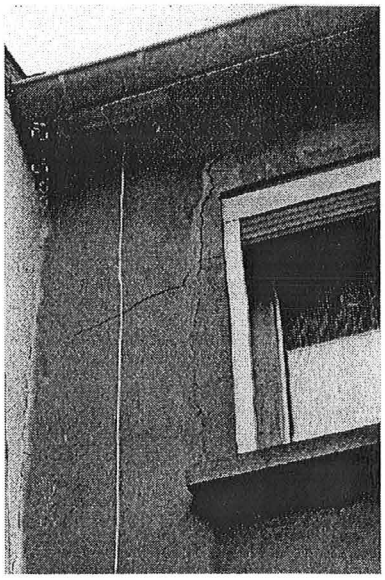
Fissurations entre les parois verticales et horizontales
(bassin ferrifère lorrain)



Fissuration typique des maçonneries
(bassin ferrifère lorrain)



Fissuration typique aux angles des ouvertures
(bassin ferrifère lorrain)



Fissuration typique aux angles des constructions
(bassin ferrifère lorrain)



Déchaussement des poutres sur leurs appuis
(bassin ferrifère lorrain)

figure 5 : Illustration des dégradations des constructions et des infrastructures provoquées par un affaissement minier.

Afin d'évaluer la vulnérabilité d'une construction, il faut estimer sa sollicitation qui dépend nécessairement des mouvements du terrain. Cependant, la connaissance de ces mouvements n'est pas nécessairement suffisante comme en témoignent les trois questions suivantes :

- L'ouvrage est-il rigide ou souple par rapport au terrain ?
- L'ouvrage est-il long ou court par rapport à la cuvette ?
- L'ouvrage repose t-il sur des fondations continues ou ponctuelles ?

- **Importance de la rigidité relative de l'ouvrage :**

La rigidité d'un ouvrage est relative à celle du terrain. On qualifiera de « souple » une structure se déplaçant et se déformant avec le terrain sans le perturber. On qualifiera de « rigide » une structure offrant une résistance aux mouvements et déformations du terrain et donc qui en perturbe les mouvements et le comportement. La sollicitation d'une structure souple est exactement égale aux déplacements du terrain alors que la sollicitation d'une structure rigide est complexe à estimer, et fait intervenir des phénomènes d'interaction sol-structure. Dans le dernier cas, on comprend que la connaissance des mouvements des terrains n'est pas suffisante à la caractérisation de la sollicitation de la structure.

- **Importance de la longueur relative de l'ouvrage :**

Nous avons vu au paragraphe 1.1.1 la possibilité de caractériser tout point de la cuvette d'affaissement par une valeur de l'affaissement vertical, de la pente, de la courbure et de la déformation horizontale. La question se pose de savoir si les mouvements du terrain à l'origine de la sollicitation de l'ouvrage peuvent chacun se résumer à une valeur caractéristique, autrement dit, si la courbure, la pente et la déformation horizontale peuvent être considérés constants le long d'un ouvrage ? Le cas échéant, les mouvements des terrains à l'origine de la sollicitation de la structure se résument à une valeur de chaque mouvement et il est possible de découpler la sollicitation de l'ouvrage en quatre composantes élémentaires (figure 6, inspirée de Geddes 1984) : une translation uniforme du terrain, une inclinaison du terrain, une courbure du terrain et une déformation horizontale du terrain. Dans le cas contraire, d'une structure de grande longueur, ce découplage n'est pas possible. La difficulté n'est plus alors seulement d'estimer la sollicitation de la structure, mais également de caractériser, en amont, les mouvements du terrain à l'origine de cette sollicitation.
La distinction structure longue ou courte n'est pas triviale et dépend des dimensions de la cuvette. Compte tenu des courbes de variations des mouvements des terrains, présentées dans le paragraphe 1, il semblerait que la limite se situe, très approximativement, autour du dixième du rayon de la cuvette (D/10).

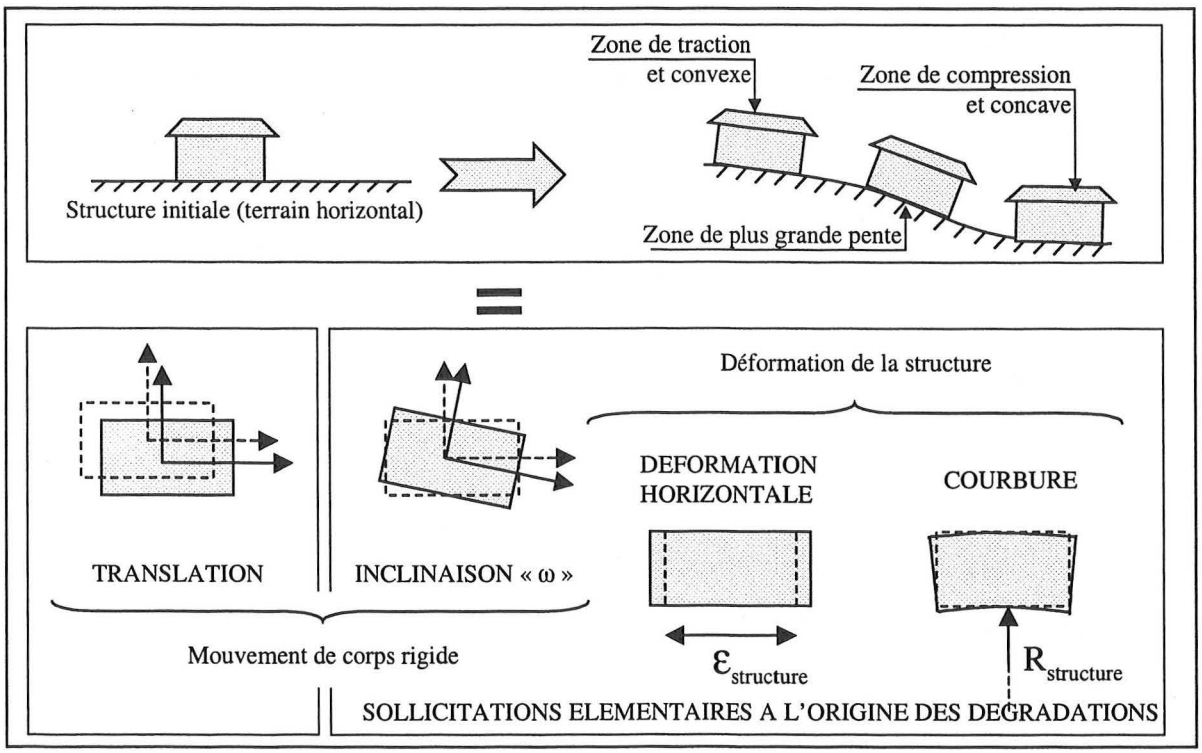


figure 6 : Discrétisation des mouvements d'une structure subissant un affaissement minier.

- **Importance des appuis de l'ouvrage :**

Cette distinction est importante vis-à-vis des paramètres couramment définis pour caractériser la sollicitation de l'ouvrage. Nous distinguons les structures à appuis ponctuels et les structures à appuis continus. Les premières ne sont en contact avec le terrain qu'en des points particuliers alors que les secondes sont en contact uniforme.
Pour les structures à appuis ponctuels, il est courant de considérer les déplacements différentiels des appuis pour quantifier leur sollicitation. Pour les structures à appuis continus, l'usage est de considérer la déformation d'ensemble de la structure puisqu'il n'est pas possible d'envisager les déplacements de points particuliers. Cette distinction a un impact sur la définition des mouvements affectant une structure subissant un affaissement.

Compte tenu de ces trois remarques, on comprend que les mouvements des terrains ne se transmettent pas systématiquement aux structures qu'ils sollicitent. Aussi est-il nécessaire de définir des grandeurs propres aux mouvements de la structure et à la construction elle-même (figure 7) :

- **L** : longueur de la structure.
- **h** : hauteur de la structure
- ρ : tassement vertical d'un point de la structure.
- ρ_{max} : tassement maximal le long de la structure.
- δ : tassement différentiel entre deux points de la structure.
- ω : inclinaison de la structure (angle entre l'horizontale et la droite reliant ses extrémités).
- $\varepsilon_{structure}$: déformation horizontale de la structure.
- $\mathbf{R}_{structure}$: rayon de courbure de la structure.

Certaines de ces grandeurs sont délicates à définir selon le type de fondations. La déformation horizontale de la structure correspond à la déformation des fondations dans le cas de fondations isolées. En revanche, dans le cas de fondations continues, la structure peut se comporter comme une poutre épaisse et la déformation de la structure peut, soit correspondre à la déformation de la fibre inférieure, soit correspondre à la déformation moyenne sur toute la hauteur de la structure. Concernant la courbure de la structure, cette dernière est facile à définir pour des fondations continues. Elle n'a en revanche pas beaucoup de sens pour des fondations isolées.

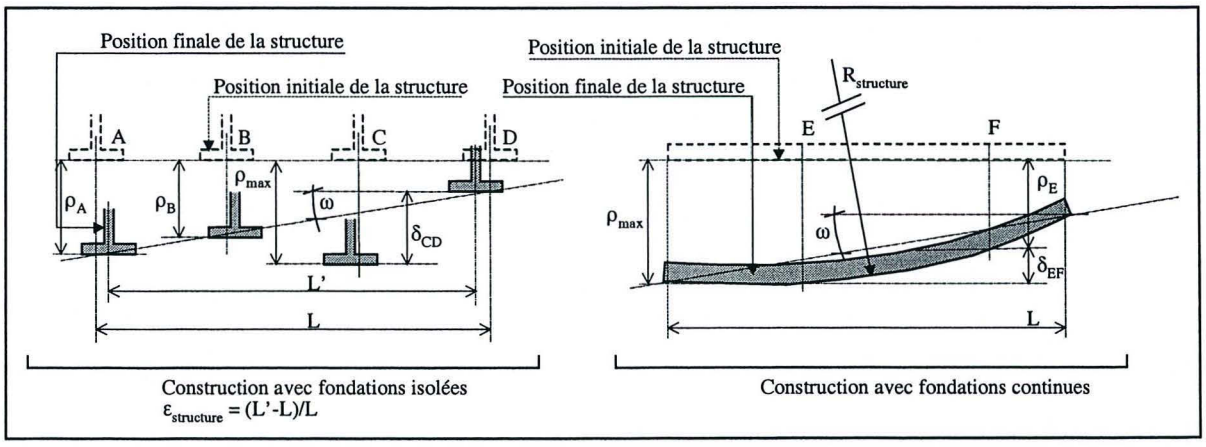


figure 7 : Définition des déplacements d'une structure.

D'autres grandeurs classiques, comme la rotation "δ/l", le taux de déflexion "Δ/L" et l'angle de distorsion "β", ne seront définies que dans le paragraphe 2.2.2, car elles présentent un certain nombre de singularités.

1.2 Les affaissements lorrains

Le bassin ferrifère lorrain a été exploité de manière intensive à partir de la fin du XIX^{e} 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 volontaire ou non 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.

En l'an 2000, on estimait à deux milles hectares l'étendue des zones urbanisées du bassin ferrifère lorrain présentant un risque d'affaissement minier et à douze mille hectares celle des zones non urbanisées (Petit, 2000). La figure 8 donne une description rapide des dimensions du bassin ferrifère lorrain, ainsi que la localisation des zones urbanisées sous-minées et celle des affaissements ayant déjà eu lieu. 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 1 récapitule les principales caractéristiques des affaissements accidentels progressifs répertoriés qui ont affecté le bassin ferrifère lorrain.

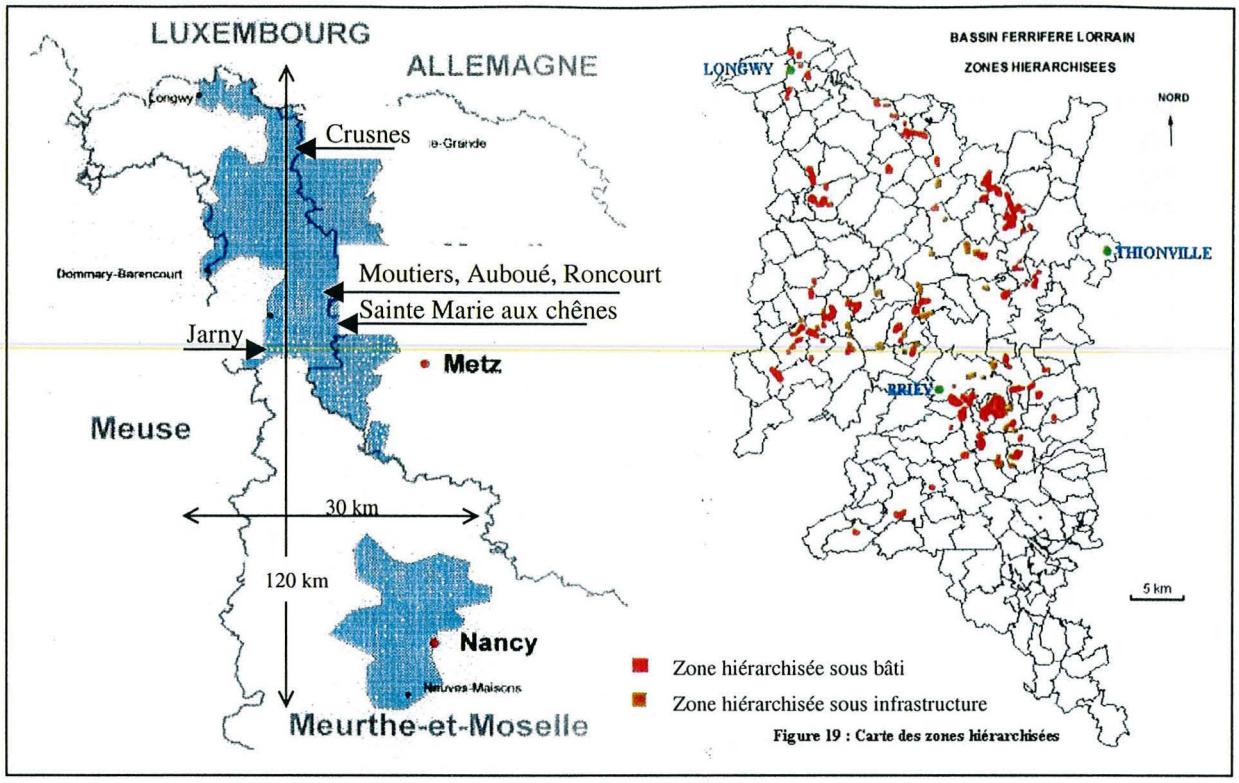


figure 8 : Présentation du bassin ferrifère lorrain (GEODERIS, 2000).

tableau 1 : Présentation des affaissements miniers référencés dans le bassin ferrifère lorrain.

Date et lieu de l'affaissement	Profondeur de l'exploitation « H »	Ouverture de l'exploitation « O »	Taux de défruitement de l'exploitation « τ »	Angle d'influence moyen de l'affaissement "γ"	Affaissement maximal mesuré « Am »	Diamètre moyen de la cuvette "2.r"	Pente maximale de la cuvette "P_{max}"	Nombre de bâtiments dégradés par l'affaissement
Jarny 1949	200 m	5 m	53 %	Non renseigné	1,2 m	Non renseigné	3,3 %	Non renseigné
Auboué 1972	Non renseigné	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	0,8 %	Non renseigné
Auboué (rue de Metz) 1996	150 à 162 m	6 m	45 %	Non renseigné	2,23 m	400 à 600 m	5 %	130
Auboué (cité Coinville) 1996	170 m	5 m	53 %	Non renseigné	1,23 m	200 à 400 m	1,25 %	100
Moutiers (Haut) 1997	120 m	4 m	55 %	Non renseigné	1,38 m	400 à 500 m	1,2 %	70
Moutiers (stade) 1997	140 m		55 à 60 %	Non renseigné	> 0,55 m	150 à 300 m	Non renseigné	60
Roncourt 1999	150 m	2,5 m	53 %	26° à 38°	0,65 m	150 à 300 m	1 %	18

Nous présentons en détail les cinq affaissements les plus récents et sur lesquels nous nous sommes appuyés par la suite.

1.2.1 L'affaissement de Auboué, cité Coinville

Il s'agit d'un affaissement progressif, survenu en octobre 1996, seule la couche grise est exploitée avec une ouverture de 5 m, sur une surface de 4,2 ha et une largeur de 180 m. La profondeur de la couche est de 170 m. Le taux de défruitement est de 53%. Il s'agit d'une exploitation par petits piliers abandonnés. La zone est bordée par les affaissements progressifs d'Auboué de 1972 et 1975 (figure 9) et aucune exploitation par dépilage n'existe à proximité immédiate. La cuvette d'affaissement (figure 10) a pu être reconstituée à partir de points de nivellements, antérieurs à l'affaissement, utilisés par la DDE et des points installés par la DRIRE rapidement après le déclenchement de l'affaissement.

Les bâtiments dégradés, une centaine environ, sont principalement des maisons individuelles dont de nombreuses sont accolées.

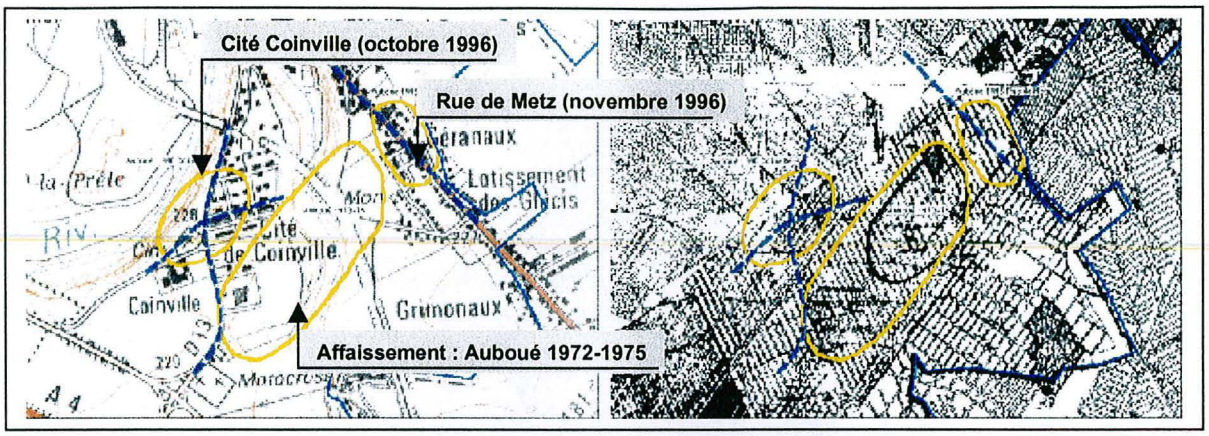


figure 9 : Situation des affaissements de Auboué et présentation des plans d'exploitation (Al Heib, 2001).

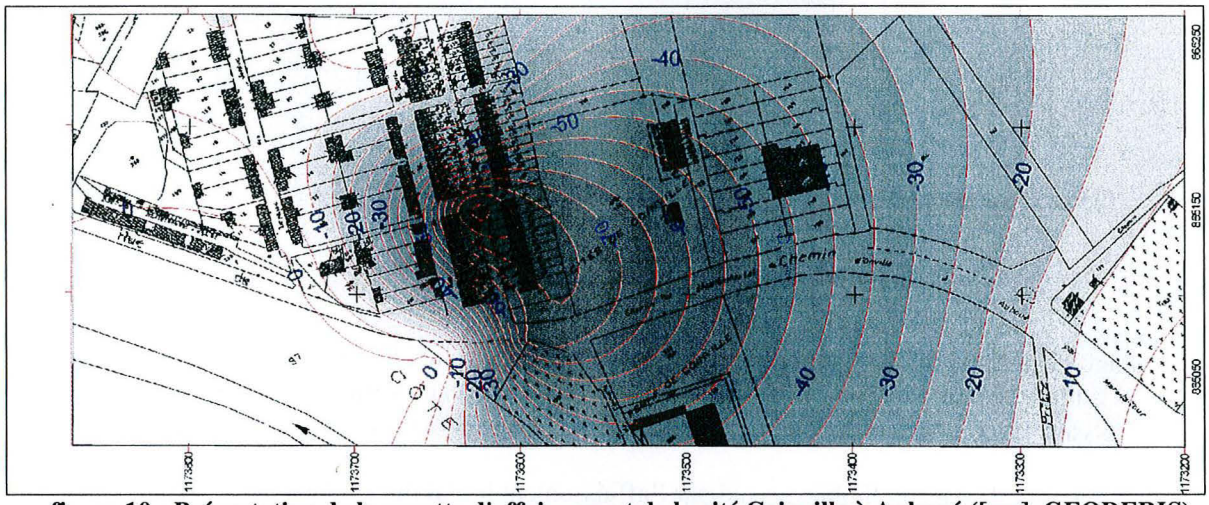


figure 10 : Présentation de la cuvette d'affaissement de la cité Coinville à Auboué ([cm], GEODERIS).

1.2.2 L'affaissement de Auboué, rue de Metz.

L'affaissement progressif de la rue de Metz est survenu au mois de novembre 1996, soit un mois après celui de la cité Coinville. Il concerne une surface exploitée moins importante, de 2,6 ha avec une largeur de 130 m. Cet affaissement s'inscrit dans l'allongement de l'affaissement de 1972 et 1975 (figure 9). Il y a deux couches exploitées : la couche rouge avec une ouverture de 6 m et la couche grise de même ouverture. La couche rouge est exploitée par îlots réduits et la couche grise est en traçage avec un taux de défruitement de 45%. La profondeur varie entre 150 et 162 m.
La cuvette d'affaissement mesurée à partir des différents points de nivellement, préexistants ou rajoutés, est assez complexe (figure 11). Les structures dégradées, 130 environ, sont pour la plupart des maisons individuelles dont de nombreuses sont accolées.

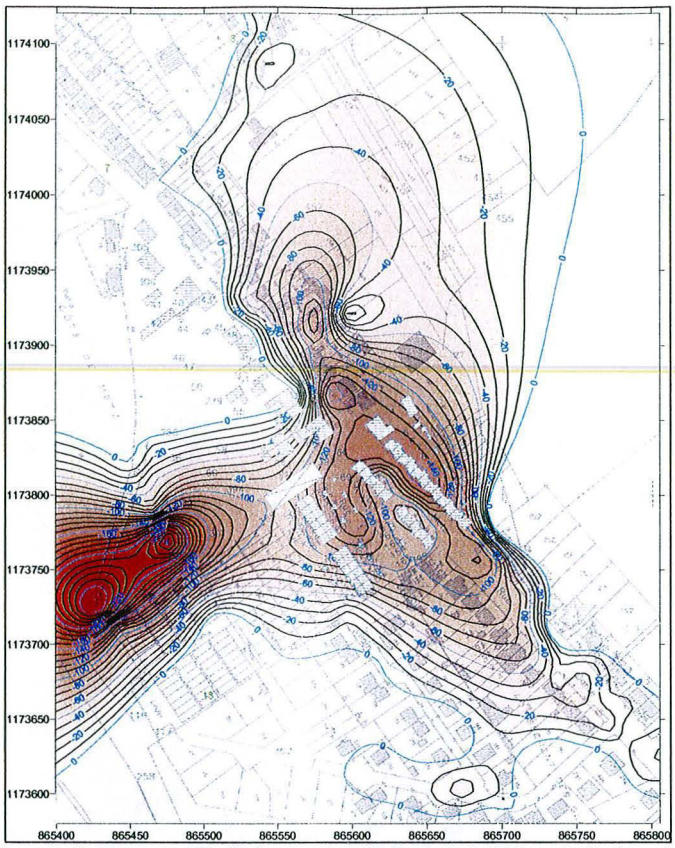


figure 11 : Présentation de la cuvette d'affaissement de la rue de Metz à Auboué ([cm], GEODERIS).

1.2.3 L'affaissement de Moutiers

Il s'agit d'un cas d'affaissement progressif survenu dans la mine d'Auboué en mai 1997 alors que la mine était arrêtée depuis environ 20 ans. La couche exploitée dans cette zone est la couche grise de 3 m d'épaisseur avec une profondeur de 120 m, exploitée par petits piliers avec un taux de défruitement de 55%.

La zone effondrée est délimitée au sud par l'affaissement brutal de Moutiers 1940, et à l'est par la zone de l'affaissement de Moutiers 1954 qui n'est qu'à 160 m de distance. Entre les deux zones se trouve une bande de terrains ferme ainsi que des traçages. A l'ouest est la concession de Moutiers, l'exploitation correspond à un dépilage. La figure 12 représente la localisation géographique de cet affaissement avec les limites des concessions, ainsi que les plans d'exploitation de la couche grise dans la zone effondrée.

La cuvette d'affaissement a pu être obtenue à partir des points de nivellements de la DDE augmentés, après le début de l'affaissement, par ceux de la DRIRE (figure 13). Les maisons dégradées sont au nombre d'environ 70 et sont pour la plupart des maisons individuelles indépendantes.

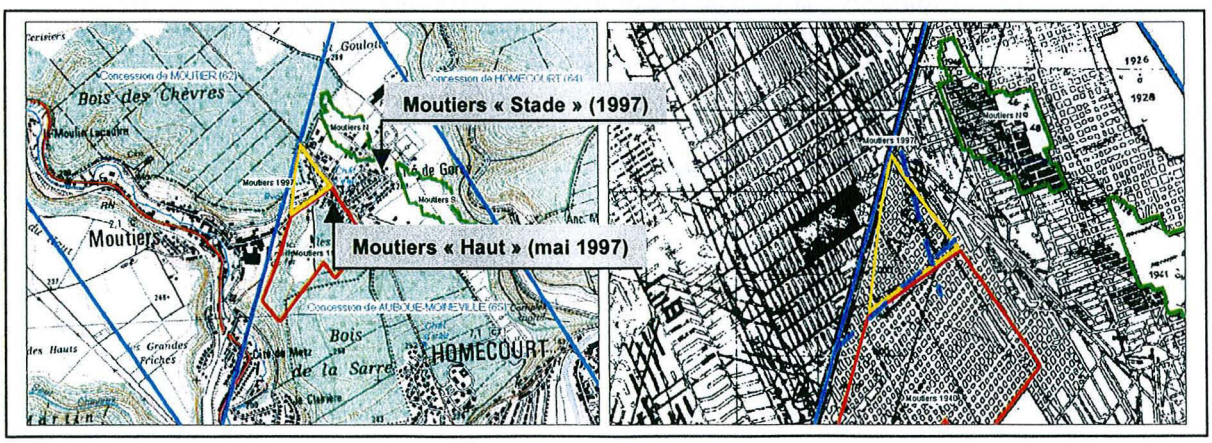


figure 12 : Situation des affaissements de Moutiers et présentation des plans d'exploitation (Al Heib, 2001).

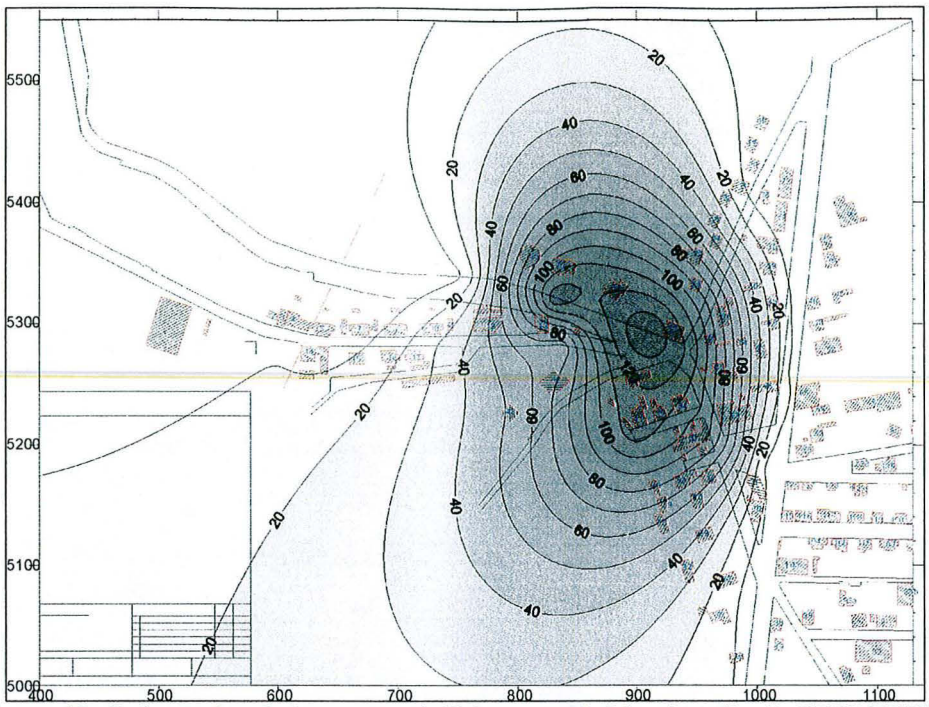


figure 13 : Présentation de la cuvette d'affaissement de Moutiers ([cm], GEODERIS).

1.2.4 L'affaissement de Moutiers (stade).

Cet affaissement est probablement le moins connu. Il n'a pas été possible d'obtenir de plan précis de la cuvette d'affaissement du fait d'une incohérence entre les mesures de nivellement réalisées et la localisation des travaux souterrains. Cependant, nous présentons, sur la figure 14, la cuvette mesurée le long des points de nivellement rajoutés après le début de l'affaissement.
Environ 60 bâtiments ont été dégradés, pour la plupart des maisons individuelles indépendantes. Un certain nombre de bâtiments est, en réalité, à mi-distance entre les deux cuvettes de Moutiers (figure 12) et il n'est pas trivial d'attribuer l'origine des dégradations observées à une cuvette plutôt qu'à l'autre ou bien même à l'action cumulée des deux.

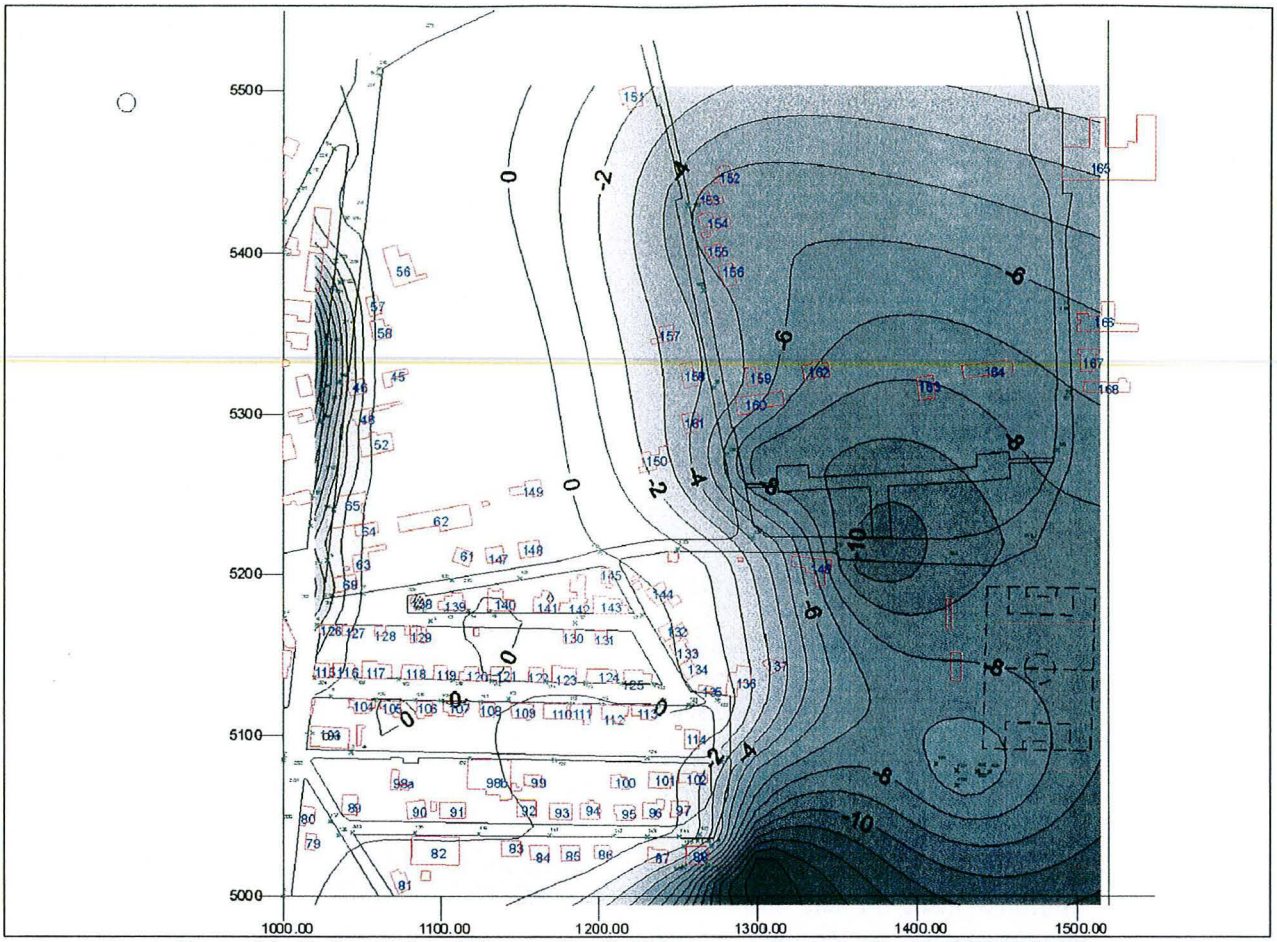


figure 14 : Présentation de la cuvette d'affaissement du stade ([cm], GEODERIS).

1.2.5 L'affaissement de Roncourt.

Il s'agit d'un affaissement progressif survenu le 6 février 1999 dans la mine de Roncourt (concession Roncourt 166). La figure 15 représente la localisation de cet affaissement. La couche effondrée est la couche grise de 2,5 m d'épaisseur, située à 150 m de profondeur. La zone en rupture est une petite zone exploitée par piliers longs avec un taux de défruitement de 53% et entourée par plusieurs fronts de dépilages. La mine était arrêtée depuis 50 ans. On a pu constater que l'affaissement a démarré avant la date de sa signalisation par la Mairie de Roncourt (le 5 février 1999) et qu'il s'est stabilisé pratiquement 6 mois après cette date. Par ailleurs, 90% de l'affaissement a été obtenu après un mois. La cuvette a pu être tracée grâce aux points de nivellement de la DDE et de la DRIRE (figure 16).
18 structures ont été dégradées, parmi lesquels des bâtiments collectifs de petites dimensions, des maisons individuelles indépendantes et l'église.

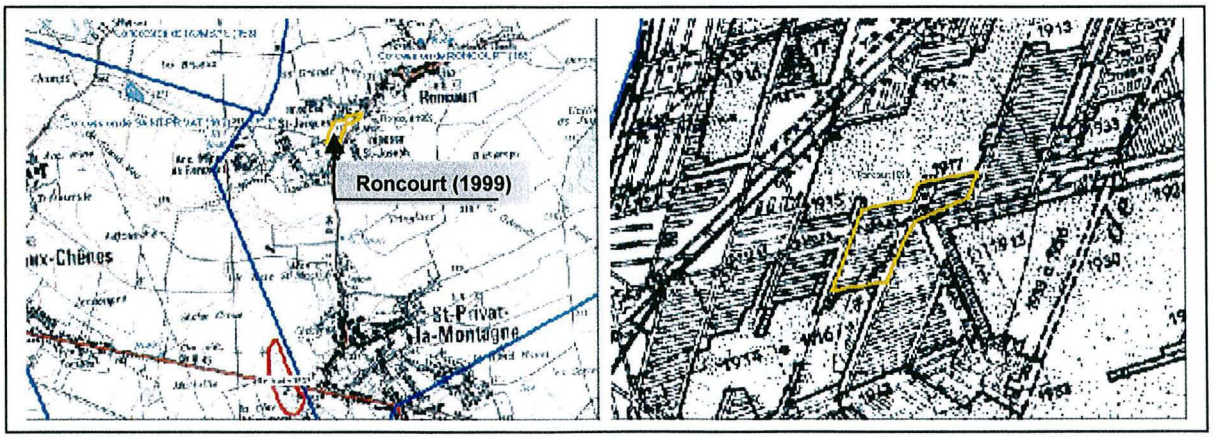


figure 15 : Situation des affaissements de Roncourt et présentation des plans d'exploitation (Al Heib 2001).

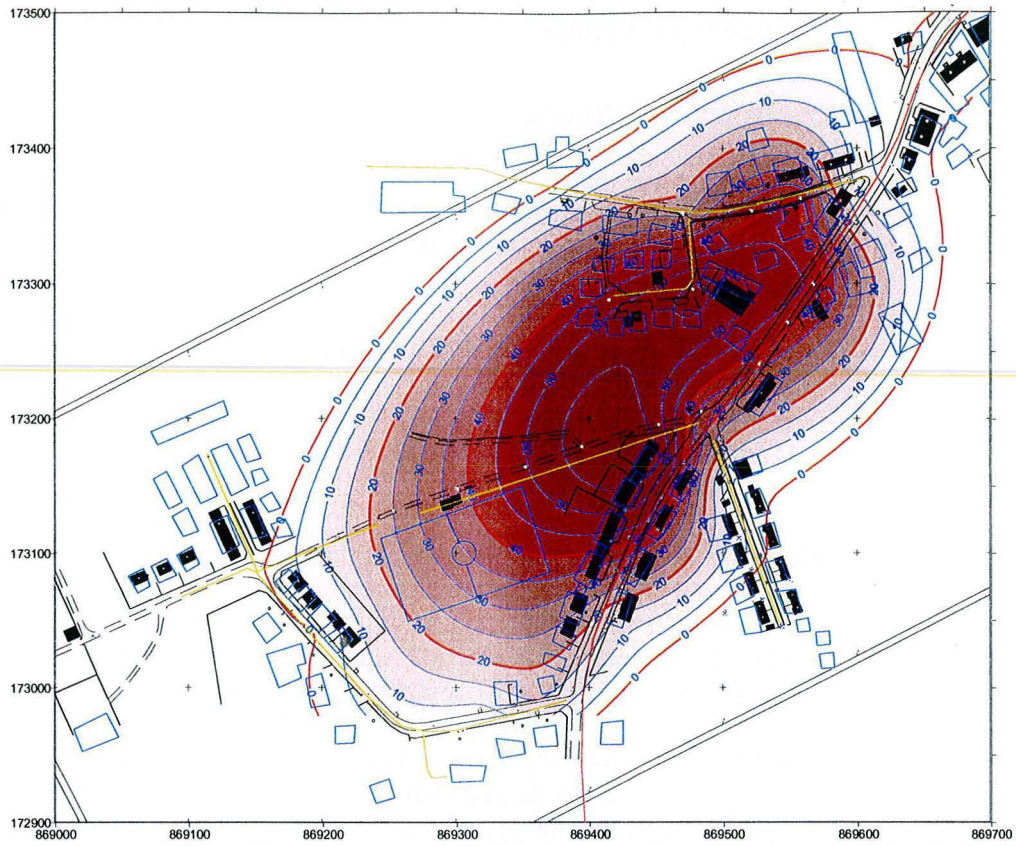


figure 16 : Présentation de la cuvette d'affaissement de Roncourt ([cm], GEODERIS).

1.3 Les affaissements miniers dans le monde

De même que les affaissements miniers lorrains de ces dernières années ne sont pas nouveaux dans le bassin ferrifère lorrain, ils ne sont ni propres à la Lorraine, ni propres à la France. En Lorraine tout d'abord, l'existence d'un vaste bassin houiller a donné lieu à de nombreux affaissements. Dans le bassin houiller du Nord de la France également, ce phénomène et ses répercussions sur le bâti étaient bien connus d'autant plus que les méthodes d'exploitation, dites par foudroyages, entraînaient systématiquement un affaissement presque à l'aplomb du front de taille. En Europe, de nombreux pays possèdent des ressources minérales dans leur sous-sol. Des mines de charbon, en particulier, ont été exploitées en Angleterre, Allemagne, Pologne... provoquant également des affaissements miniers. Sur les autres continents enfin : l'Afrique du Sud, les Etats-Unis, la Chine, le Pérou, la Russie et l'Ukraine en particulier... sont familiers de ce phénomène.

Nous insistons ici sur un certain nombre d'ouvrages traitant de ces affaissements à travers le monde et qui regroupent une quantité importante d'informations auxquelles nous ferons davantage référence par la suite :

- L'ouvrage de Kratzsch (1983) : "Mining Subsidence Engineering", d'origine allemande.
- L'ouvrage de Whittaker et Reddish (1989) : "Subsidences : Occurrence, Prediction, Control", d'origine anglaise.
- L'ouvrage de Kwiatek (1998) : "Protection des constructions sur les terrains miniers" (traduction du polonais), d'origine polonaise et directeur du département de protection de la surface au GIG de Katowice (institut minier polonais), l'auteur recense l'état actuel des connaissances polonaises en matière de prévision des mouvements des terrains et des conséquences sur le bâti. Nous avons pu, dans le cadre de cette étude, travaillé un mois avec les ingénieurs de cet institut afin de profiter pleinement de leurs connaissances. Cet ouvrage a l'intérêt de ne pas être directement connecté aux autres recherches à travers le monde, ce qui lui confère une grande originalité.
- Les actes des colloques publiés à l'occasion des conférences internationales "on ground movements and structures" (1977, 1980, 1985, 1992) qui font état d'un grand nombre de voies de recherche et de réflexions sur le phénomène d'affaissement minier.

1.4 Méthodologie d'étude

Cette recherche a pour objectif de répondre à des interrogations concernant la vulnérabilité du bâti existant, ainsi que de proposer des actions préventives envisageables sur les constructions actuelles ou à venir (prescriptions architecturales ou techniques). Ces questions très pratiques nécessitent une connaissance approfondie du phénomène d'affaissement et des modalités de transfert des mouvements du terrain à une structure. Ainsi, autant pour y répondre que pour améliorer nos connaissances, trois démarches ont été envisagées.

- Dans un premier temps, **la synthèse de l'état des connaissances** a consisté à rassembler les connaissances concernant les processus de dégradation, puis à les synthétiser et les comparer. Il en ressort des certitudes et des zones d'ombre ainsi que l'existence de différentes hypothèses sous-jacentes parfois contradictoires. Nous avons donc cherché à compléter, tester ou affiner ces connaissances au moyen d'études statistiques et de modélisations.

- **L'analyse statistique du comportement des structures** a permis d'exploiter les données des affaissements miniers qui se sont produits en Lorraine en constituant une vaste base de données. Celle-ci contient des informations sur les structures lorraines (400 individus) ainsi que sur les mouvements à l'origine de leur dégradation. Diverses méthodes statistiques ont été utilisées, depuis l'analyse des variables deux à deux, jusqu'à des analyses multivariables comme l'analyse en composantes principales ou l'analyse factorielle discriminante. Ces analyses ont apporté de précieux renseignements sur la compréhension du phénomène, sur la mise en évidence des facteurs aggravants caractéristiques du sol ou du bâti, ainsi que sur la quantification des dégradations affectant les structures en surface. Par ailleurs cette analyse a permis de tester un certain nombre de résultats issus de la bibliographie.

- **L'analyse des phénomènes d'interaction sol-structure**, au moyen de modélisations permet, grâce à une conception simplifiée de la réalité, de tester un certain nombre d'hypothèses en analysant le comportement du modèle. Nous avons réalisé des modèles analytiques pour des modélisations simples et des modèles numériques pour des modélisations plus complexes. En particulier, la modélisation a permis d'étudier et de comprendre les phénomènes d'interaction sol-structure et de hiérarchiser les situations dans lesquels les mouvements du terrain étaient susceptibles, ou non, de se transmettre intégralement à un type de bâti.

Les résultats des différentes analyses ont été comparés dans la mesure du possible. Mais ces analyses sont davantage complémentaires que comparables car chacune permet d'apporter des éléments de réponse différents. Ces résultats ont été unifiés au sein d'une méthodologie globale d'évaluation de la vulnérabilité du bâti qui sera présentée avant la conclusion générale.

2 Synthèse des connaissances

La recherche bibliographique a pour objectifs de rassembler et d'analyser les connaissances actuelles en matière d'affaissement minier, depuis leur prévision jusqu'à leurs conséquences sur le bâti. Nous présenterons nos résultats dans l'ordre suivant :

- La prévision des mouvements de la surface : les affaissements se caractérisent par la forme de la cuvette d'affaissement, par la localisation d'un certain nombre de points caractéristiques de l'affaissement (centre, bord, point d'inflexion, point de déformation horizontale maximale...) et la variation et l'amplitude des différents mouvements (affaissement, déformation horizontale, courbure, pente). Ces informations sont indispensables à toute tentative d'étude des conséquences sur le bâti.
- Les méthodes de prévision ou de hiérarchisation des dégradations du bâti. En particulier nous ferons la distinction entre celles se contentant de donner des valeurs seuils des déplacements du terrain acceptables par une structure, les méthodes utilisant des abaques qui recoupent en général une caractéristique du bâti et une caractéristique de l'affaissement et les méthodes élaborées prenant en compte un grand nombre de critères afin d'affiner la prévision.
- Les recommandations préventives et constructives ainsi que les remèdes permettant de minimiser les dégradations ou de réhabiliter les bâtiments dégradés.

2.1 La prévision des mouvements de la surface des terrains

Nous ne nous intéresserons qu'aux mouvements de la surface des terrains, sans en rechercher l'origine ni la prévision d'occurrence. Nous étudierons successivement les méthodes de prévision de la cuvette d'affaissement (déplacement vertical), de la pente, de la courbure et de la déformation horizontale. Une partie sera consacrée aux abaques permettant, soit d'affiner les méthodes précédentes, soit de prévoir l'ensemble des mouvements simultanément. Enfin, nous comparerons ces résultats aux quelques profils de déplacements réellement mesurés afin de mettre en évidence leurs limites.

2.1.1 Prévision de la courbe d'affaissement

Les méthodes sont multiples. Elles s'appuient sur des considérations théoriques, empiriques ou les deux et se concrétisent par des formules mathématiques, des abaques ou des logiciels informatiques permettant de prendre en compte un grand nombre d'aspects. Nous nous contenterons ici de lister, dans le tableau 2, les formules mathématiques dont nous aurons besoin ensuite. Les symboles utilisés sont définis sur la figure 4. Les autres méthodes de prévision de l'affaissement ont été recensées par Aissaoui (1999). Deux grandes familles de fonctions apparaissent. La première est basée sur l'inverse de la fonction exponentielle, la seconde sur la fonction tangente hyperbolique. Nous avons représenté, sur la figure 17, l'ensemble de ces fonctions pour un certain nombre de grandeurs fixées. Les principales observations sont les suivantes :

- Un grand nombre de sites miniers est représenté : Europe, Amérique, Afrique, Asie.
- Il n'y a aucune fonction universelle et c'est pourquoi un grand nombre d'entre elles font appel à des coefficients permettant d'ajuster au mieux le profil à l'affaissement.
- Les profils basés sur la fonction tangente hyperbolique conduisent à des courbes symétriques par rapport au point d'inflexion, contrairement aux autres profils.
- Théoriquement, le point d'inflexion est à l'aplomb du bord des travaux. Cependant, très peu de fonctions les font coïncider. En effet, compte tenu des valeurs des paramètres choisies pour la représentation de la figure 17, et en particulier celle de l'angle de d'influence, le point d'inflexion théorique est situé à 113 m (H.tanγ) du centre de la cuvette.
- L'utilisation de la fonction hyperbolique semble principalement propre à l'Angleterre alors que la fonction exponentielle est utilisée en de multiples sites.

tableau 2 : Formules mathématiques permettant de reproduire le profil d'affaissement vertical d'un affaissement minier.

Auteurs	Pays	Formule
Profils basés sur la fonction exponentielle		
Kowalczyk(*) (1966)	Pologne	$V = A_m.\exp[-Am.x^2/(D^2.a)]$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement.
Kumar, Saxena et Singh(*) (1983)	Indes	$V = A_m.\exp[-n.x^2/(r^2-x^2)]$: exploitation sous critique $V = A_m.\exp[-n.x^4/(r^4-x^4)]$: exploitation critique n : constante variant de 1 à 5. x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement.
Martos(*) (1958)	Hongrie	$V = A_m.\exp\{-1/2.[(x+D)/D]^2\}$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
Haby (1970)	URSS	$V = A_m.(1- x/L)^n.\exp(n.x/D)$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement n : constante régionale
Peng et Chyan (1982)	Etats Unis	$V = A_m.\exp[-a.(x/r)^b]$ a = 6,67 et b = 1,8 x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement
Bahuguna (1995), cité par Peng et Chyan (1982)	Indes	$V = A_m.\exp[-a(2x/(2D+x))^2]$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement. a : constante dépendant de la nature du recouvrement.
Knothe (Proust 1964)	Pologne	$V = A_m/D.\int_0^x \exp(-\pi.t^2/D^2).dt$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
Urbanik et Osborne (1986)	Angleterre	$V = A_m.\exp[\ln(a/Am).(2x/W)^2]$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement. a : affaissement vertical à l'aplomb du bord de l'exploitation.

Profils basés sur l'inverse de la fonction exponentielle		
Wagner et Schümann (1985)	Afrique du Sud	$V = A_m/(1+r.\exp(-P_{max}.x))$ x : abscisse à partir du bord de la cuvette d'affaissement P_{max} : pente maximale
Hald (1952), cité par Schümann (1986)		$V = A_m/(1+a.\exp(-b.x)$ a et b ajustés tels que $\ln (Am/V-1)=\ln a-b.x$
Profils basés sur la fonction tangente hyperbolique		
Wardell (1957), cité par Arcamone (1980)	Angleterre	$V = A_m/2.[1-\tanh(a(x-x_o))]$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement. x_o : distance du centre au point d'affaissement V=Am/2 a : constante déterminée par calage.
Wardell, cité par Proust (1964)	Angleterre	$V = Am/2.\tanh(6.x/H)$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
King et Whetton(*) (1957)	Angleterre	$V = A_m/2.(1-\tanh(2.x/D))$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
King, Whittaker et Shadbolt (1974)	Angleterre	$V = A_m/2.(1 +/- \tanh(5.x/H)$
Littlejohn et al. (1993)	Angleterre	$V = A_m/2.[1-\tanh(2x/(H.\tan\delta))]$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement
Merwe (1992)	Afrique du Sud	$V = A_m/2.(1-\tanh(1{,}645-14.x/W)$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
Profils basés sur d'autres fonctions (trigonométriques et polynomiales)		
Saxena (1980) – Niederhofer(*) (1962)	Indes	$V = A_m.[1-x^2/r^2]^2$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement.
Gims(*) (1958)	Russie, utilisée en Hongrie, Pologne, Allemagne	$V = A_m/2.[1-x/D-1/\pi.\sin(\pi.x/D)]$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
Hoffman(*) (1964)		$V = A_m.\sin^2[\pi/4.(x/D-1)]$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement. a : coefficient

V : affaissement vertical [m]
r : rayon de la cuvette [m]
D : distance entre le bord des travaux et le bord de la cuvette [m]
A_m : affaissement maximal au centre de la cuvette [m]

W : largeur de l'exploitation [m]
H : profondeur de l'exploitation [m]
(*) : cités par Whittaker et Reddish (1989)

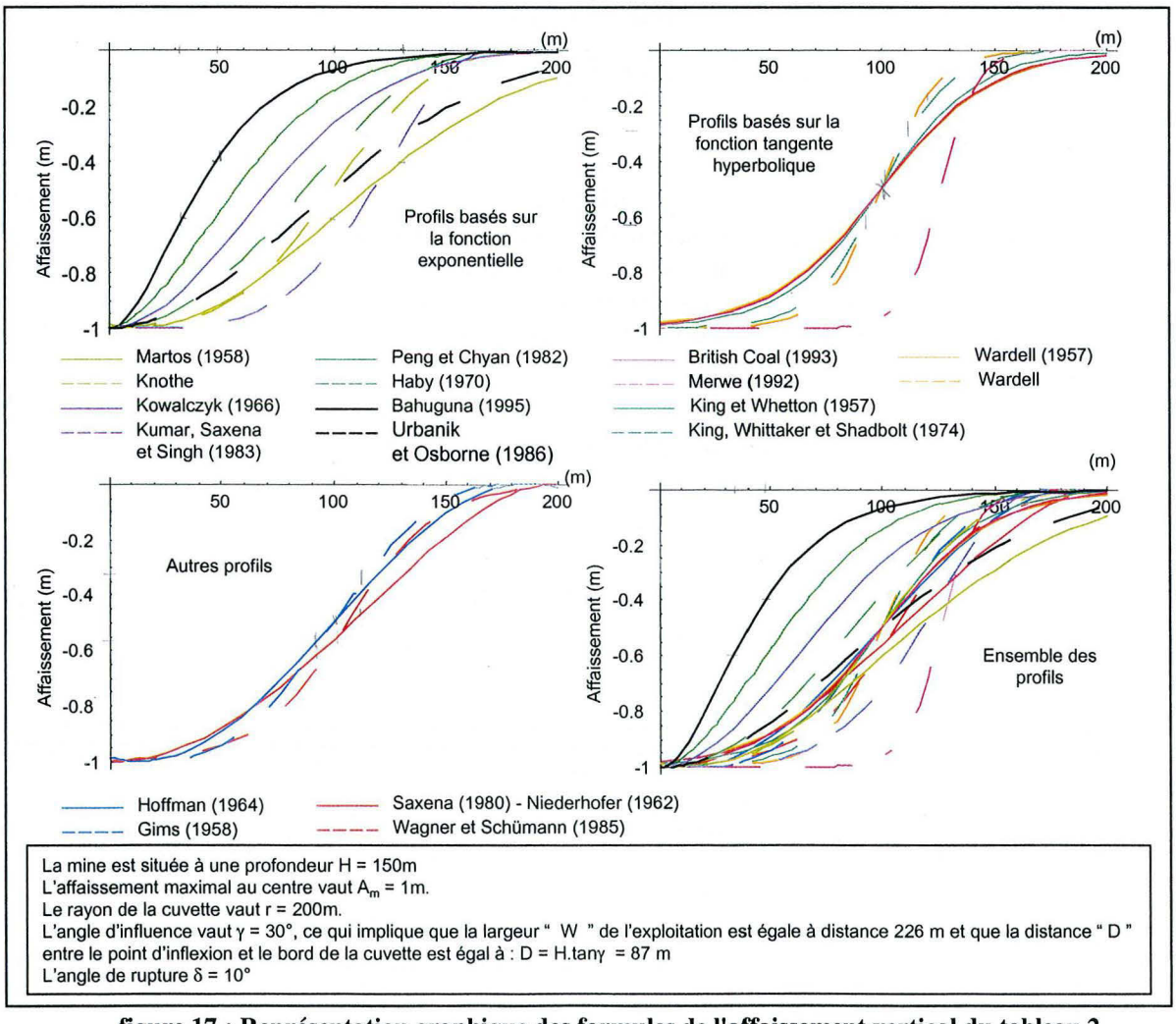


figure 17 : Représentation graphique des formules de l'affaissement vertical du tableau 2.

2.1.2 Prévision de la pente du terrain

La pente du terrain peut, avant tout, être estimée en tout point en dérivant les fonctions théoriques de l'affaissement vertical. Cependant, l'opération en elle-même définie une fonction ayant une forte imprécision. Il est donc souhaitable d'estimer également l'amplitude maximale de la pente à l'aide de considérations empiriques. Les formules proposées dans le tableau 3 sont toutes de la même forme. La pente maximale, et ce sera le cas également pour la déformation maximale, est proportionnelle au rapport entre l'affaissement maximal (parfois l'ouverture de l'exploitation) et la profondeur de l'exploitation. L'ouverture de l'exploitation et l'affaissement maximal sont, en réalité, fortement corrélés, mais leur relation dépend également de la méthode d'exploitation, des terrains sus-jacents et de la profondeur des travaux.

tableau 3: Formules mathématiques permettant de reproduire le profil de la pente d'une cuvette d'affaissement, ou d'en estimer la valeur maximale.

Auteurs	Pays	Formule
Prévision de l'amplitude maximale		
Wagner et Schümann (1985)	Afrique du Sud	$P_{max} = 1,5.O/H$
Wagner et Schümann (1985)	Angleterre	$P_{max} = 2,75.O/H$
Salamon (1974), cité par Wagner et Schümann (1985)		$P_{max} = 3,02.O/H$
Kratzsch (1983)		$P_{max} = K.A_m/H$ K = 1 (Ruhr) ; 1,6 (Pologne) ; 3,4 (Angleterre)
Wardell (1957), cité par Arcamone (1980)	Angleterre	$P_{max} = a.A_m/2$ a : constante déterminée par calage lors de la détermination du profil d'avancement (tableau 2)
King, Whittaker et Shadbolt (1974)	Angleterre	$P_{max} = 2,5. A_m/H$
Orchard et Allen (1965)	Angleterre	$P_{max} = 3,43. A_m/H$ si W=0,45 H $P_{max} = 2,75. A_m/H$ si W>0,45 H
P_{max} : pente maximale [%] O : ouverture de l'exploitation [m]		A_m : affaissement maximal au centre de la cuvette [m] H : profondeur de l'exploitation [m]

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

2.1.3 Prévision de la courbure du terrain.

De même que pour l'estimation de la pente, la courbure peut être directement estimée à partir des fonctions théoriques du profil d'affaissement vertical. La formule théorique exacte de la courbure (équation 1) peut être simplifiée selon l'équation 2 du fait que la pente de la cuvette, exprimée par la dérivée première de l'affaissement $dV(x)/dx$ est très petite devant l'unité. En pratique, et comme le montre le tableau 3, la pente maximale est de l'ordre du pour-cent et son carré est donc très inférieur à l'unité. Au même titre que la variabilité de la fonction pente définie par la dérivation de l'affaissement, la fonction courbure, ainsi calculée, aura une imprécision encore plus importante. La figure 18 montre la représentation graphique de la dérivée seconde des formules de l'affaissement vertical. Nous avons choisi de placer cette figure dans le paragraphe traitant de la déformation horizontale car cette dernière est souvent considérée homothétique par rapport au profil de la courbure. La figure 18 montre que les dérivées secondes de certaines fonctions s'éloignent très nettement du profil théorique de la courbure (figure 4). En particulier, les fonctions basées sur la fonction exponentielle (et son inverse) sont souvent moins adaptées, pour décrire la variation de la courbure, que la fonction tangente hyperbolique. Il est donc particulièrement pertinent de chercher à quantifier l'amplitude maximale de la courbure selon d'autres moyens. Ainsi, le tableau 4 regroupe les différentes formules empiriques utilisées à cette fin, qui correspondent toutes à des exploitations d'aire critique.

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

$$\frac{1}{R} = \frac{d^2V(x)}{dx^2} \quad \text{si} \quad \frac{dV(x)}{dx} << 1 \qquad \text{[équation 2]}$$

tableau 4 : Formules mathématiques 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 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/Am. De même que pour la pente maximale, les coefficients choisis sont intimement liés au site considéré et ont peu d'utilité dans l'absolu, sinon pour estimer l'ordre de grandeur du rayon minimal. En l'occurrence, pour une profondeur H de 150 m et un affaissement maximal de 1 m, le rayon minimal est de l'ordre de 2000 m.

2.1.4 Prévision de la déformation horizontale du terrain

- **Prévision par l'utilisation de formules :**

Il est fondamental d'estimer la déformation horizontale puisqu'elle est supposée être responsable d'une grande part des dégradations. Elle est cependant difficile à quantifier et nombreux sont les auteurs qui se contentent d'en estimer la valeur maximale. En effet, contrairement aux autres mouvements du terrain qui peuvent se déduire, théoriquement, des formules de l'affaissement vertical, il n'existe presque aucune formule empirique des déplacements horizontaux. Il existe cependant des équations de la déformation horizontale. Certaines profitent de la similitude de forme entre le profil de la courbure (fonction de la dérivée seconde de l'affaissement) et celui de la déformation horizontale pour exprimer la déformation en fonction de l'affaissement. Mais comme il a été spécifié au paragraphe 2.1.3, concernant la courbure du terrain, l'action de dériver deux fois les fonctions d'affaissement vertical a pour effet d'amplifier leurs imprécisions. D'autres sont des formules empiriques, sans lien mathématique avec l'affaissement vertical. Le tableau 5 recense les formules et valeurs maximales des déformations horizontales du terrain "ε" et des déplacements horizontaux des terrains "U". Toutes les formules correspondent à des exploitations d'aire critique. Afin de pouvoir comparer les formules des déformations (tableau 5) et celles de la courbure (paragraphe 2.1.3), nous les avons tracées sur la figure 18.
Les commentaires faits au chapitre précédent sur la prévision de la courbure restent valables. La déformation maximale est généralement supposée être proportionnelle au ratio A_m/H. Cependant, on observe une certaine diversité des coefficients de proportionnalités compris entre 0,06 et 2,2, alors que la plupart sont compris entre 0,5 et 1. Compte tenu des valeurs des paramètres choisis pour la représentation graphique, l'ordre de grandeur de la déformation horizontale peut être estimé à 0,005. Les valeurs maximales en zone de compression et en zone de traction ne sont pas nécessairement identiques et peuvent alternativement être supérieures l'une à l'autre.

tableau 5 : Formules mathématiques permettant de reproduire le profil de la déformation horizontale des terrains, ou d'en estimer la valeur maximale.

Auteurs	Pays	Formule
		Fonctions théoriques
Wardell, cité par Proust (1964)	Angleterre	$U = 0,18.A_m/[\cosh(6.x/H)]^2$ $\varepsilon = 2,4.A_m/H.\tanh(6.x/H)/[\cosh(6.x/H)]^2$ $\varepsilon_{max} = 0,93.A_m/H$ x : abscisse à partir du point d'inflexion de la cuvette d'affaissement.
Knothe, cité par Proust (1964)	Pologne	$U = [A_m/(2\pi)^{1/2}].\exp(-\pi.x^2/D^2)$ $\varepsilon = [A_m.(2\pi)^{1/2}].x/r^2.\exp(-\pi.x^2/D^2)$ $\varepsilon_{max} = 0,85.A_m/H$
Urbanik et Osborne (1986)	Angleterre	$\varepsilon = -1/H.(V'.x+V)$ x : abscisse à partir du centre de la cuvette d'affaissement V est l'affaissement vertical lu dans le tableau 2 V' est la dérivée de l'affaissement
		Prévision de l'amplitude maximale
Wagner et Schümann (1985)	Afrique du Sud	$\varepsilon_{max} = 0,43$ O/H
Wagner et Schümann (1985)	Angleterre	$\varepsilon_{tmax} = 0,65$ O/H $\varepsilon_{cmax} = 0,51$ O/H
Salamon (1974), cité par Wagner et Schümann (1985)		$\varepsilon_{tmax} = \varepsilon_{cmax} = 0,75$ O/H : coefficient théorique
Saxena (1980)	Indes	$Vx = K.H.\tan(\delta.P)$ $\varepsilon_{cmax} = K'P_{max}$ $\varepsilon_{tmax} = K"P_{max}$ K, K', K" : constantes
Kratzsch (1983)		$\varepsilon_{cmax} = K'.Vymax/H$ $\varepsilon_{tmax} = K"$ Vymax/H K' = 0,5 (Ruhr) ; 1 (Pologne) ; 2,2 (Angleterre) K" = 0,25 (Ruhr) ; 0,45 (Pologne) ; 0,8 (Angleterre)
Wardell (1957), cité par Arcamone (1980)	Angleterre	$\varepsilon = 0,06.H.V"$ $\varepsilon_{max} = 0,0231.H.b^2.A_m$ b : constante déterminée par calage.
Proust (1964)	France	$\varepsilon max = 0,75.Am/H$
Whittaker et Reddish (1989)	Angleterre	$½.A_m/H<\varepsilon_{tmax}<A_m/H$ $A_m/H<\varepsilon_{cmax}<2.A_m/H$ $\varepsilon = K.A_m/H$ K : coefficient fonction du rapport W/H (figure 22)
Orchard et Allen (1965)	Angleterre	$0,25<\varepsilon_{tmax}/\varepsilon_{cmax}<1$: pour W/H<0,6 $1<\varepsilon_{tmax}/\varepsilon_{cmax}<1,5$: pour W/H>0,6
Orchard et Allen (1965)	Angleterre	$\varepsilon_{tmax} = K.A_m/H$ K = 0,82 pour W/H = 0,45 K = 0,66 pour W/H>1
Orchard et Allen (1965)	Angleterre	$\varepsilon_{cmax} = K'.A_m/H$ K' = 2,2 pour W/H = 0,45 K' = 0,51 pour W/H>1
Merwe (1986)	Afrique du Sud	Profil longitudinal (direction du sens d'avancement du front de taille) : $\varepsilon_{tmax} = 1,12.A_m/H$ $\varepsilon_{cmax} = 0,4.A_m/H$ Profil transversal (perpendiculaire au sens d'avancement du front de taille) $\varepsilon_{tmax} = 0,5.A_m/H$ $\varepsilon_{cmax} = 1,28.A_m/H$
Merwe (1986)	Afrique du Sud	$\varepsilon_{tmax} = 0,25$ à $0,56.A_m/H$ $\varepsilon_{cmax} = 0,06$ à $0,64.A_m/H$

U : déplacement horizontal [m]
D : distance entre le bord des travaux et le bord de la cuvette [m]
A_m : affaissement maximal au centre de la cuvette [m]
ε_{max} : déformation horizontale maximale (sans précision de la zone)
ε_{tmax} : déformation maximale de traction
ε_{cmax} : déformation maximale de compression
W : largeur de l'exploitation [m]
H : profondeur de l'exploitation [m]

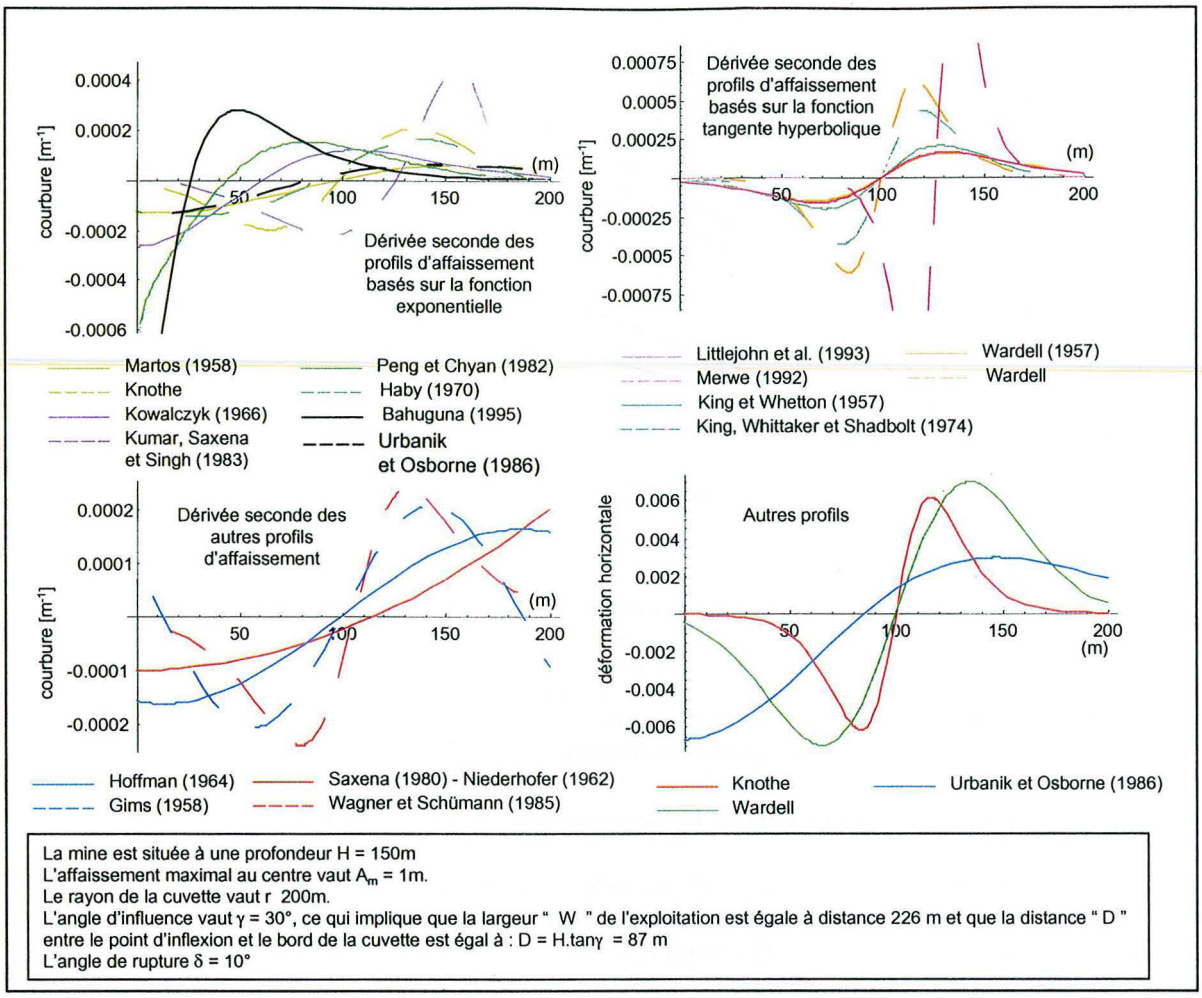


figure 18 : Représentation graphique des formules de la déformation horizontale des terrains et de la dérivée seconde des formules mathématiques de l'affaissement vertical.

- **Relations entre la courbure et la déformation :**

Il a déjà été signalé la relation forte existante entre la courbure et la déformation horizontale des terrains. La forme des courbes de variations le long d'un profil de la cuvette sont sensiblement les mêmes. Des études plus poussées ont été réalisées afin de préciser cette ressemblance (NCB 1975, Karmis et al. 1984). La figure 19 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.

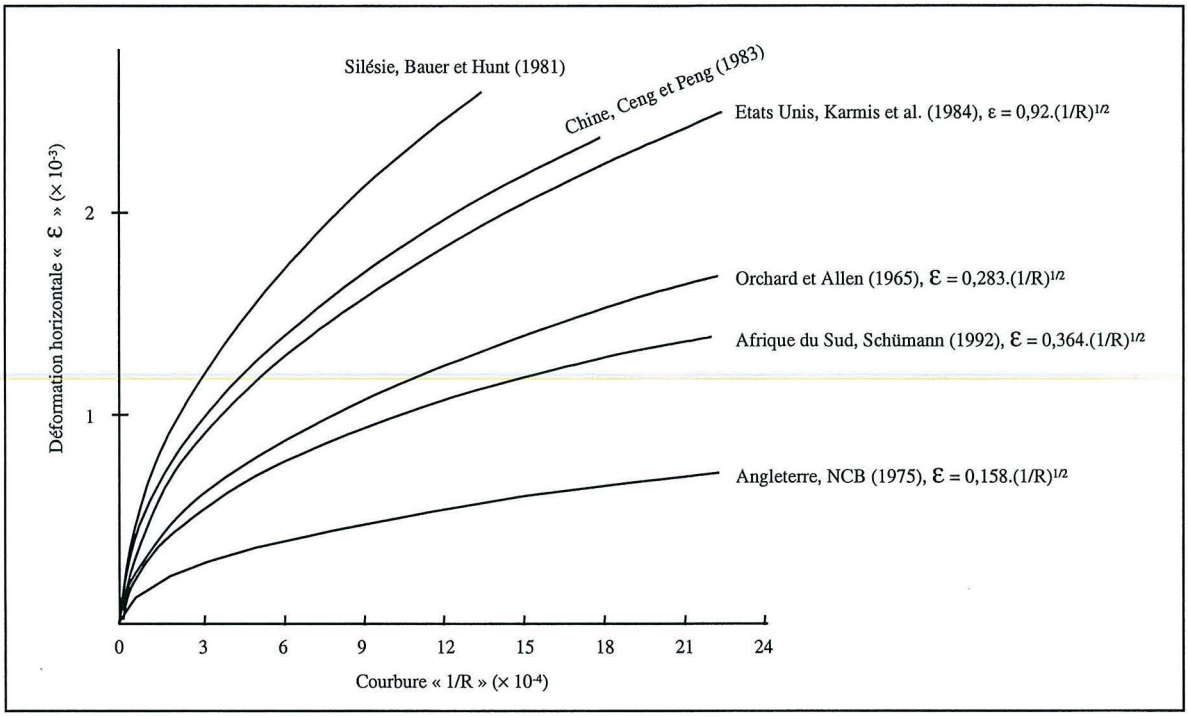


figure 19 : Relations entre la courbure du terrain et la déformation horizontale (Karmis et al. 1984, complété par les formules de Schümann 1992 et Orchard et Allen 1965).

- **Relations entre les déplacements horizontaux du terrain et la pente :**

Il est logique que, si la déformation et la courbure sont empiriquement fonction l'une de l'autre, leurs primitives, c'est à dire les déplacements horizontaux et la pente, le sont également. Cependant, les études sur cette relation sont plus rares. On citera celle de Schümann (1992) qui a observé, sur le bassin houiller d'Afrique du Sud, la relation suivante :
$U = 0,021.P^{0,659}$

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

Les abaques de prévision des mouvements sont de deux types. Les premiers sont une représentation superposée des profils d'affaissement verticaux, de déformation horizontale, de pente et de courbure. Les seconds sont une représentation de la valeur de certains facteurs de proportionnalité permettant, selon la configuration, d'estimer au plus juste les valeurs maximales des mouvements et déformations. Ces coefficients sont précisément ceux utilisés dans les formules des tableaux précédents (tableaux 2 à 5) et il est donc intéressant de les comparer.

- **Variation des valeurs maximales des mouvements du terrain en fonction de la profondeur des travaux, Kratzsch (1983) :**

L'abaque proposé par Kratzsch (1983), représenté sur la figure 20, permet d'estimer la pente maximale " P_{max}", les déformations maximales du terrain "ε_{tmax}" et "ε_{cmax}" et le rayon de courbure minimal "R_{min}" en fonction de la méthode de traitement de l'exploitation et de la profondeur de cette dernière. Les courbes de la figure 20 sont tracées pour un affaissement maximal unitaire et ont les équations suivantes :

$\varepsilon_{tmax} = K_1 . A_m/H$ avec $K_1 = 0,5$
$\varepsilon_{cmax} = K_2 . A_m/H$ avec $K_2 = 1$
$P_{max} = K_3 . A_m/H$ avec $K_3 = 2$
$R_{min} = K_4.H^2/ A_m$ avec $K_4 = 0,125$

Si on se réfère aux valeurs des facteurs de proportionnalité proposées par l'auteur (tableaux 3 à 5), on se rend compte que cet abaque est approximativement la représentation graphique du cas d'une exploitation en Pologne.

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

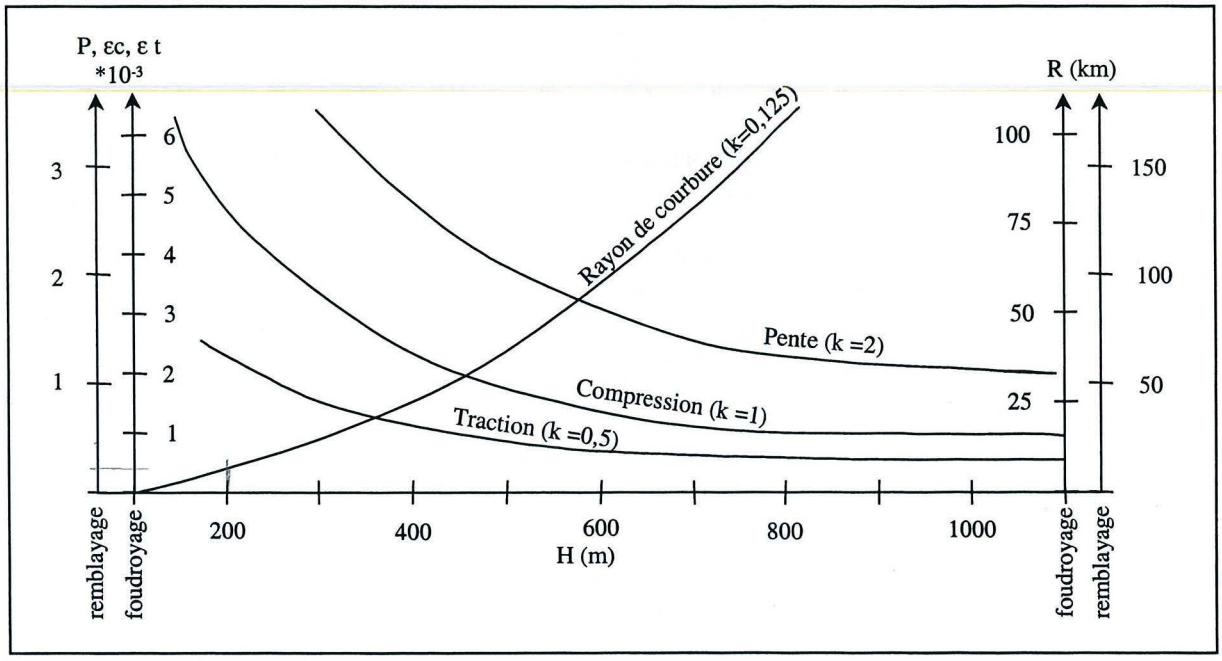


figure 20 : Valeur maximale des paramètres d'affaissement en fonction de la profondeur d'exploitation et pour un affaissement maximal unitaire, Kratzsch (1983).

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

Ces deux abaques, représentés sur la figure 21, sont également à mettre en relation avec les formules du calcul des déformations maximales "ε_{cmax}" et "ε_{tmax}" et de la pente maximale "P_{max}", présentées dans le tableau 3 et le tableau 5. Les abaques permettent d'estimer la valeur des facteurs de proportionnalités K_1, K_2 et K_3 en fonction du rapport W/H entre la largeur de l'exploitation et sa profondeur. Plus précisément, ils permettent d'estimer ces facteurs pour des exploitations sous-critiques, c'est à dire trop peu larges ou trop profondes pour que l'affaissement maximal théorique puisse avoir lieu.

$$\varepsilon_{cmax} = K_1.A_m/H$$
$$\varepsilon_{tmax} = K_2.A_m/H$$
$$P_{max} = K_3.A_m/H$$

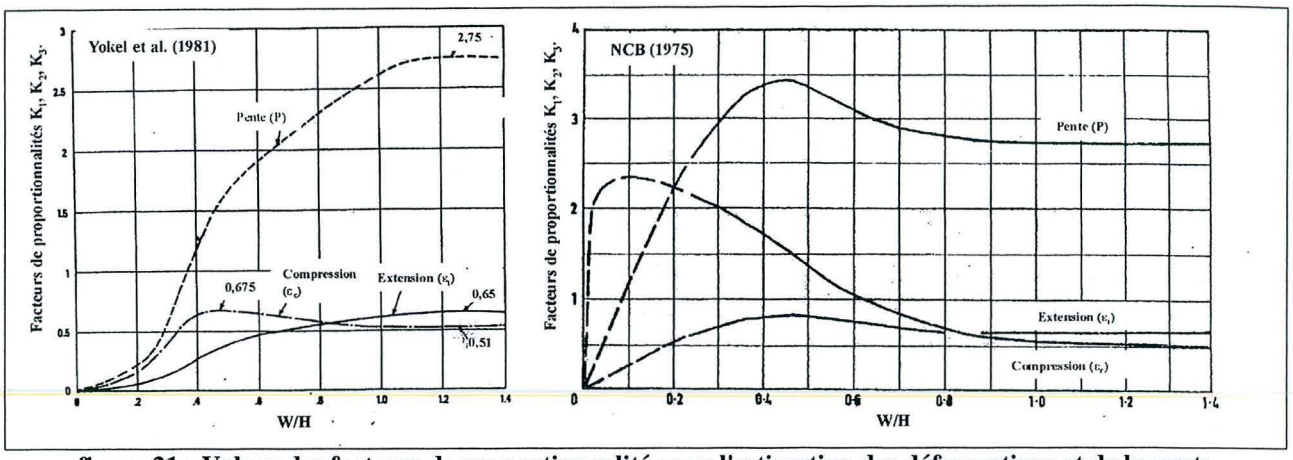


figure 21 : Valeur des facteurs de proportionnalité pour l'estimation des déformations et de la pente maximale en fonction du rapport W/H, pour des exploitations sous-critiques et critiques.

Les facteurs de proportionnalité ne sont donc pas constants et varient d'autant plus que l'exploitation est sous-critique. Or la limite entre des exploitations sur-critiques et sous-critiques diffère selon les bassins miniers car elle dépend essentiellement de l'angle d'influence. Le rapport " W/H" critique séparant les exploitations sous-critiques et sur-critiques se calcule de la manière suivante : $(W/H)_{critique} = 2.\tan\gamma$. Les facteurs devenant constants pour des valeurs de W/H voisines de 1,2, on en déduit que ces deux abaques ont été élaborés pour des angles d'influence d'environ 30°.
Concernant les courbes de chaque abaque, on constate qu'elles sont différentes, par leur forme et par leur amplitude. L'abaque du NCB (1975) prévoit que les déformations du terrain et la pente sont maximales pour des exploitations sous-critiques alors que l'abaque de Yokel et al. (1981) ne le prévoit que pour la déformation de compression. Lorsque ce maximum est atteint, les deux abaques ne sont pas concordant sur la valeur du rapport "W/H". Dans tous les cas, nous retiendrons qu'on se place globalement en sécurité en considérant toutes les exploitations sur-critiques puisque les valeurs des mouvements ainsi calculées sont proches de leur maximum, sauf pour la déformation de compression. Pour cette dernière, une mauvaise estimation du caractère sous-critique ou sur-critique d'une exploitation peut conduire à sous estimer sa valeur d'un facteur cinq d'après le NCB et d'un facteur 1,5 d'après Yokel et al (1981).

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

L'auteur donne, sur la figure 22, la localisation des points de pente maximale et de déformation horizontale maximale du terrain par rapport au centre de la cuvette d'affaissement. L'abscisse "x" de ces points est estimée en fonction de la profondeur de l'exploitation "H" et d'un facteur de proportionnalité "K_4" tel que : $x = K_4.H$.

De même que les abaques précédents, celui de la figure 22 dépend fortement du bassin minier considéré et de l'angle d'influence correspondant. On peut s'inspirer d'une telle figure mais sûrement pas l'utiliser sans avoir pris soin de l'ajuster au site étudié. On remarquera la forme singulière de la courbe permettant de localiser le point de traction maximale. La bosse correspond à de faibles valeurs du rapport W/H et donc à des aires sous-critiques. Il semblerait donc, d'après l'auteur, que le point de traction maximale soit proportionnellement d'autant plus éloigné du centre que l'aire est sous-critique.

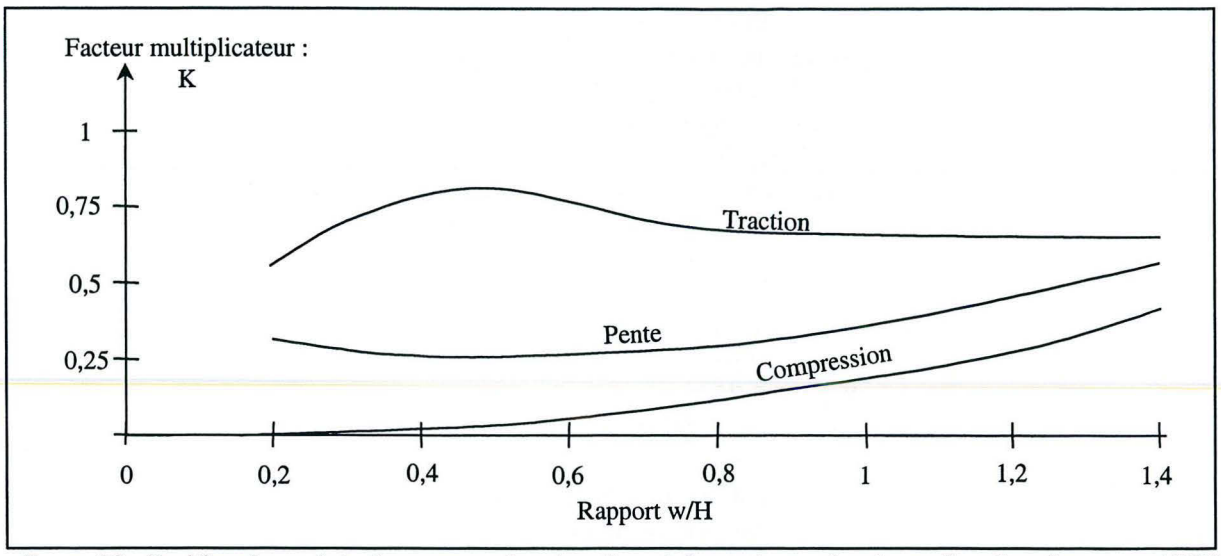


figure 22 : Position des points de compression, traction et de pente maximales en fonction du rapport W/H, Whittaker et Reddish (1989).

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

Le premier abaque (Proust, 1964), représenté sur la figure 23 donne, indirectement, la variation des déplacements verticaux "V" et horizontaux "U" le long de la cuvette d'affaissement ainsi que la déformation horizontale des terrains "ε". Pour ce faire, on observe sur la figure trois courbes nommées **A**, **B** et **C** prenant différentes valeurs "a", "b" et "c" en fonction du point de la cuvette considéré, par rapport à un point situé à l'aplomb du bord des travaux. Les déplacements et la déformation s'obtiennent alors de la manière suivante :

$U = a.Am$

$\varepsilon = b.Am/H$

$V = c.Am$

La particularité de cette description est d'être parfaitement symétrique par rapport à l'axe vertical à l'aplomb du bord des travaux. Elle implique donc que le point d'inflexion soit également à l'aplomb du bord des travaux et que les déformations de compression et traction soient symétriques.

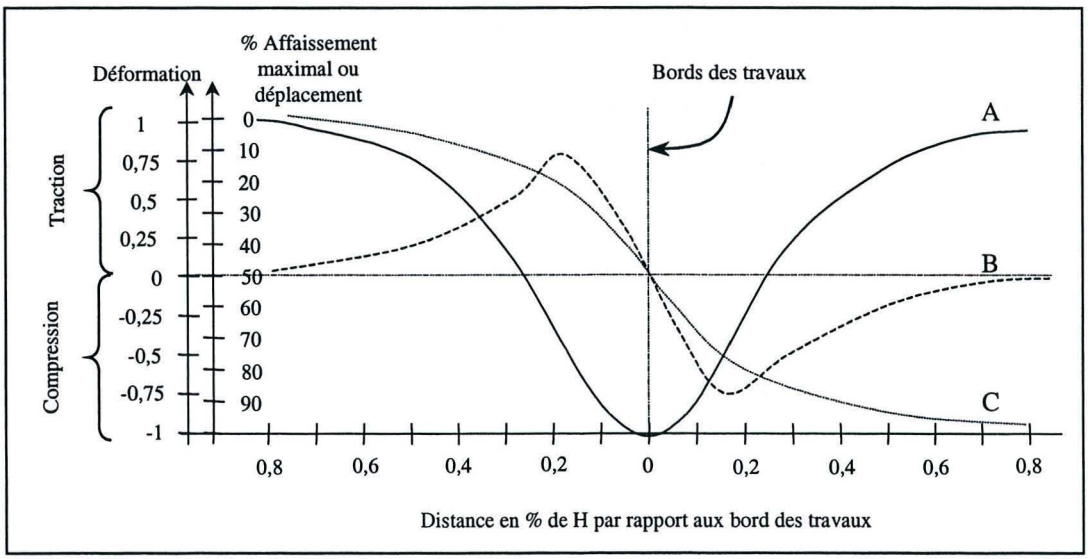


figure 23 : Variations de l'affaissement vertical, des déplacements horizontaux et des déformations en fonction de l'emplacement, Proust (1964).

Le second abaque (Yokel, et al. 1981), représenté sur la figure 24, fait apparaître quatre courbes permettant respectivement d'estimer la variation des déformations horizontales "ε" du terrain, la pente "P", l'affaissement vertical "V" et le rayon de courbure "R" de la cuvette d'affaissement. Chaque courbe ne correspond pas exactement à la composante qu'elle permet d'estimer. Chaque courbe est en effet pondérée par des ratios caractéristiques de la cuvette et qui permettent à l'abaque d'être adapté à différents sites. Ces courbes fournissent en réalité la variation des facteurs de proportionnalités définis dans les tableaux précédents (tableaux 3 à 5) le long de la cuvette. Les valeurs maximales de ces facteurs permettent d'estimer la valeur maximale des déplacements du terrain et peuvent donc être comparées avec ceux des tableaux. Ainsi :

$\varepsilon_c = K_1.A_m/H$ avec $K_{1max} = 0,51$
$\varepsilon_t = K_2.A_m/H$ avec $K_{2max} = 0,65$
$P = K_3.A_m/H$ avec $K_{3max} = 2,75$
$1/R = K_4.A_m/H^2$ avec $K_{4max} = 11,55$ en zone de traction et 13,3 en zone de compression.

L'originalité de la figure 24 est de localiser le point d'inflexion de la cuvette vers l'intérieur des travaux. Par ailleurs, l'auteur distingue deux déformations et deux courbures selon la zone considérée et les valeurs indiquées suggèrent que selon la sollicitation considérée, la zone de compression ou celle de traction, c'est-à-dire la zone concave ou la zone convexe, est plus sollicitante.

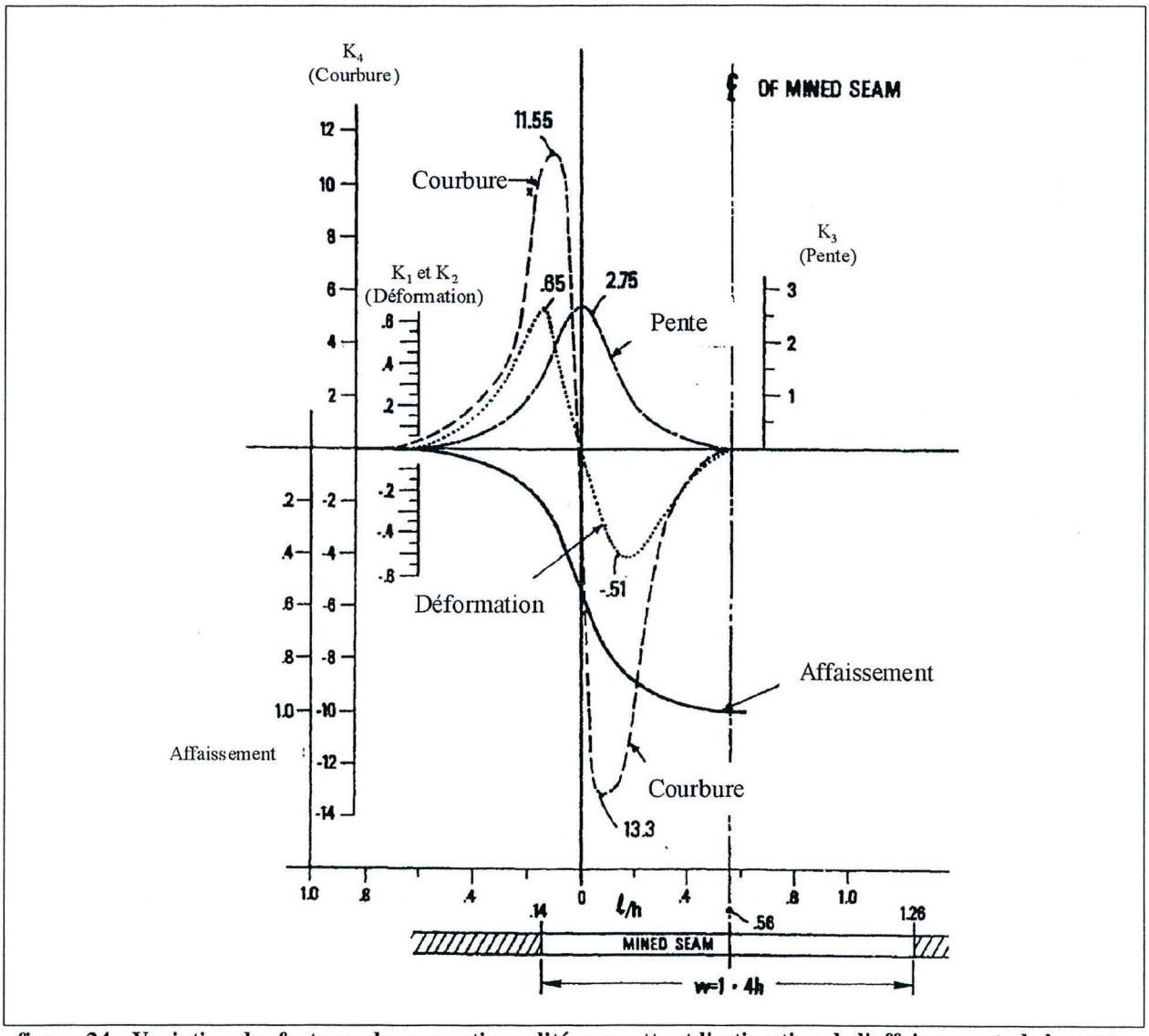


figure 24 : Variation des facteurs de proportionnalité permettant l'estimation de l'affaissement, de la pente, de la déformation et de la courbure pour une exploitation d'aire critique, Yokel et al. (1981).

2.1.6 Confrontation avec des mesures

Il est très important de comparer toutes les méthodes et formules de prévision précédentes avec des mesures de l'affaissement et de la déformation. Les mesures de la déformation ne sont pas fréquentes dans les publications. On a choisit d'en représenter deux, sur la figure 25, issues des travaux de Merwe (1992) et du NCB (1975). On observe des allures globalement cohérentes avec les prévisions exposées, bien que de nombreuses singularités soient visibles. En particulier, les profils empiriques de Merwe (1992) mettent en évidence l'influence que peut avoir la topographie de surface, même lorsque celle ci n'est pas très éloignée de l'horizontalité. Nous retiendrons donc que toutes les méthodes précédentes permettent de prévoir approximativement les déplacements complexes des terrains, mais que ces derniers peuvent dépendre d'un grand nombre de facteurs. Toute méthode doit donc être adaptée et validée pour le site concerné.
Une comparaison avec la figure 57 conduit aux mêmes conclusions, Cette dernière présente des profils réels de l'affaissement, de la pente et de la courbure à Moutiers-Haut.

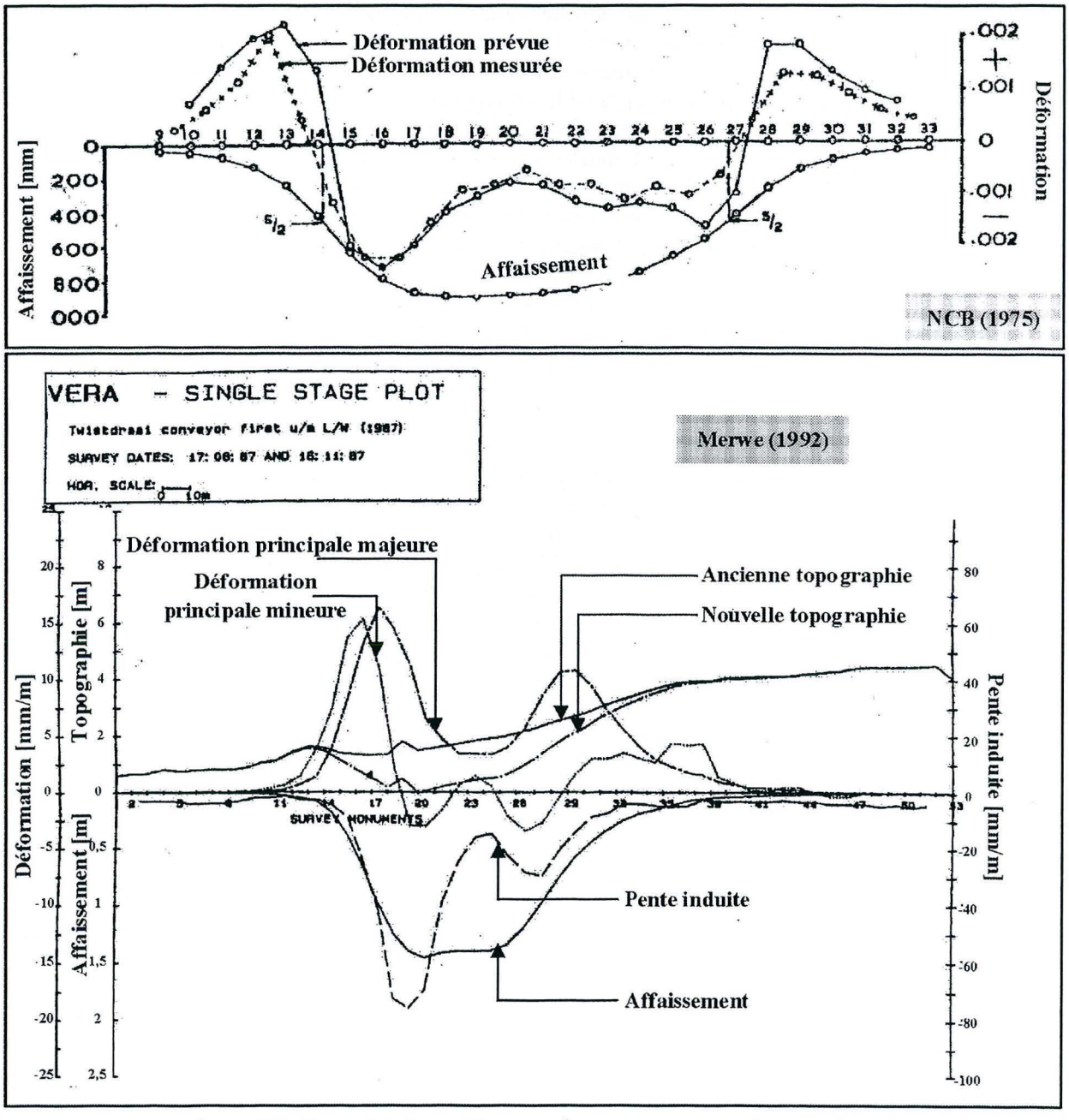


figure 25 : Exemples de profils mesurés des mouvements des terrains.

2.1.7 Conclusions

La prévision des mouvements de la surface des terrains est nécessaire pour caractériser la sollicitation d'une structure. Les principales observations sont les suivantes.

- Les déplacements verticaux des terrains sont plus simples à mesurer que les déplacements horizontaux. Cela explique l'abondance de formules et de méthodes de prévision de l'affaissement par rapport à la déformation horizontale.
- La déformation horizontale maximale du terrain est proportionnelle au rapport Am/H entre l'affaissement maximal et la profondeur de l'exploitation. Elle n'est pas nécessairement de même amplitude en zone de compression et en zone de traction. Le facteur de proportionnalité permettant de les estimer dépend fortement du site considéré. D'une manière générale, si l'exploitation est sous-critique, la déformation de compression peut prendre une amplitude très supérieure à celle de traction. Si l'exploitation est sur-critique, c'est plutôt la déformation de traction qui prend l'amplitude la plus importante. Il y a cependant des exceptions.
- La déformation horizontale du terrain varie le long de la cuvette de manière similaire à la courbure du terrain. La détermination de l'un peut servir à la détermination de l'autre, à condition de pouvoir estimer l'amplitude maximale de chacune.
- La pente maximale est proportionnelle au rapport Am/H ou au rapport O/H, ce qui est presque équivalent étant donné la forte corrélation entre l'ouverture de l'exploitation "O" et l'affaissement maximal "A_m" . Lorsque l'exploitation est sous-critique, les valeurs de la pente maximale peuvent prendre des valeurs sensiblement plus importantes que lorsque l'exploitation est sur-critique.
- Le rayon de courbure est proportionnel au rapport H^2/Am. C'est, globalement, la caractéristique des cuvettes d'affaissement pour laquelle il existe le moins de formules ou d'abaques. Par ailleurs, on a pu voir les limites d'une estimation de cette grandeur par la dérivation seconde des formules empiriques des déplacements verticaux.
- Les cuvettes d'affaissements sont similaires sur la forme générale mais peuvent être très différentes dans les détails. En particulier, elles ne sont pas nécessairement symétriques par rapport au point d'inflexion et ce dernier n'est pas nécessairement à l'aplomb du bord des travaux. Lorsqu'il existe un décalage, le point d'inflexion est généralement déporté vers l'intérieur de la cuvette.
- La valeur des différents facteurs de proportionnalités, permettant de calculer les valeurs maximales des mouvements de la cuvette en fonction des rapports Am/H (pente et déformation) ou H^2/Am (courbure) sont très variables selon les auteurs. Il n'est pas nécessairement intéressant de comparer toutes ces valeurs puisqu'elles dépendent toutes fortement du site qui leur est associé.
- La confrontation des formules et méthodes de prévision précédentes avec des observations empiriques met en évidence la grande variabilité du phénomène d'affaissement minier. Il est nécessaire de rester relativement critique et vigilant avec leur utilisation. Cependant, à défaut de mesures précises, ce sont bien ces formules qui permettent d'estimer au mieux les mouvements des terrains.

2.2 La prévision du comportement des bâtiments

Un des objectifs de cette recherche est d'évaluer la possibilité de prévision des dégradations des bâtiments, soumis aux mouvements des terrains engendrés par un affaissement minier. Dans un premier temps, nous avons recensé les différents comportements possibles des bâtiments, observés ou présumés, vis-à-vis des mouvements des terrains. En particulier, nous mettons en évidence les processus élémentaires à l'origine des dégradations. Dans un second temps, nous avons recensé les valeurs seuils des mouvements des terrains à partir desquelles des dégradations du bâti sont attendues. Pour ce faire, il est nécessaire de définir des échelles de dégradations appropriées permettant de distinguer différents degrés d'endommagement. Dans un troisième temps, nous allons présenter les méthodes de prévision des dégradations "élaborées", au sens où ces méthodes font intervenir plusieurs grandeurs significatives des mouvements des terrains et/ou des caractéristiques des bâtiments.

2.2.1 Comportement d'un bâtiment

L'étude du comportement des bâtiments en zone d'affaissement minier se fait selon deux démarches. La première consiste à observer les dégradations consécutives à l'affaissement pour mettre en évidence le comportement du bâti. La seconde consiste à modéliser le phénomène pour en déduire un comportement théorique. Cette distinction ne constitue pas l'articulation de ce chapitre mais elle sera régulièrement rappelée. Nous avons préféré regrouper les différents comportements envisageables pour une construction vis-à-vis de chaque mouvement élémentaire du terrain, puis de présenter le comportement d'ensemble d'une structure lorsque l'effet de chaque mouvement des terrains se cumule. Les descriptions qui suivent, sur le comportement des bâtiments, laissent apparaître certaines incohérences et posent un certain nombre de questions que nous présenterons en conclusion.

a- Comportement vis-à-vis de la déformation du terrain

La déformation horizontale du terrain a une action sur la structure selon deux modes de transmission principaux : une poussée du terrain et un frottement du terrain le long de la structure. 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)... Ces derniers ont en particulier réalisé des schémas permettant d'illustrer le mode de sollicitation de la structure. La figure 26 regroupe dix d'entre eux, numérotés de "A" à "J". Nous allons en récapituler les principaux éléments :

- La déformation horizontale du terrain peut générer un comportement complexe de l'ouvrage. En particulier, si la structure n'est pas parallèle au sens de la déformation (figure 26-D), des phénomènes de torsion peuvent avoir lieu.
- En considérant la structure alignée avec le sens de la déformation, la poussée des terrains sur les parties enterrées de la structure a lieu sur les faces extérieures des murs dans la zone de compression (figure 26-A, B, E et G) et éventuellement sur les faces intérieures dans la zone de traction (figure 26-J).
- La poussée des terrains ne pourra pas dépasser une intensité supérieure à sa propre résistance, c'est à dire une mise en butée (figure 26-G).
- La déformation du terrain est susceptible d'engendrer des ruptures du terrain, associées à des phénomènes d'interaction sol-structure, en zone de compression (figure 26-A, C et E) et en zone de traction (figure 26-C). La figure 26-C est d'autant plus intéressante qu'elle schématise les résultats obtenus sur un modèle réduit, le sol étant modélisé par du sable.
- En considérant la structure alignée avec le sens de la déformation, le frottement du terrain le long de la structure peut se produire en deux endroits. Premièrement sous la structure le long des surfaces horizontales (figure 26-A, E, F et G), deuxièmement le long des murs verticaux parallèles au sens de la déformation (figure 26-E).
- L'intensité du frottement est bornée et ne pourra dépasser un seuil correspondant au glissement du terrain le long de l'ouvrage, déterminé au moyen de l'angle de frottement de l'interface sol-

structure, et de la poussée perpendiculaire du terrain. A ce titre les contraintes de frottement mobilisées sur les murs verticaux latéraux seront plus faibles que celles mobilisées sous la structure du fait de la différence d'intensité des contraintes perpendiculaires à ces surfaces.

- Les contraintes de cisaillements, dues au frottement, générées sous la structure peuvent entraîner une flexion de la structure (figure 26-F), confirmé par Geddes (1980), à l'origine de contraintes normales dans la structure. On remarque également que cette figure correspond à une déformation de traction qui s'accompagne, dans le cas d'un affaissement minier, d'une courbure convexe du terrain. Or la flexion de l'ouvrage générée par cette déformation de traction est concave. Plusieurs phénomènes régissent donc la courbure d'un ouvrage : la courbure du terrain et l'intensité du frottement sous l'ouvrage. Par ailleurs, cette figure laisse penser qu'en zone de compression le même phénomène sera à l'origine d'une flexion contraire et donc de contraintes de traction en fibres supérieures de la structure.
- Une des questions fondamentales, qui n'apparaît pas explicitement sur les schémas de la figure 26 est de savoir si la déformation du terrain se transmet ou non à la structure. Si les figures 26-B et D peuvent le laisser penser, ce n'est pas le cas des figures C et E.
- Les dégradations attendues, provoquées par les déformations de traction du terrain sont verticales dans la superstructure et concentrées autour des ouvertures qui sont des éléments de faiblesse de l'ouvrage (figure 26-H).
- Les dégradations attendues, provoquées par les déformations de compression sont horizontales dans les soubassements (figure 26-I).

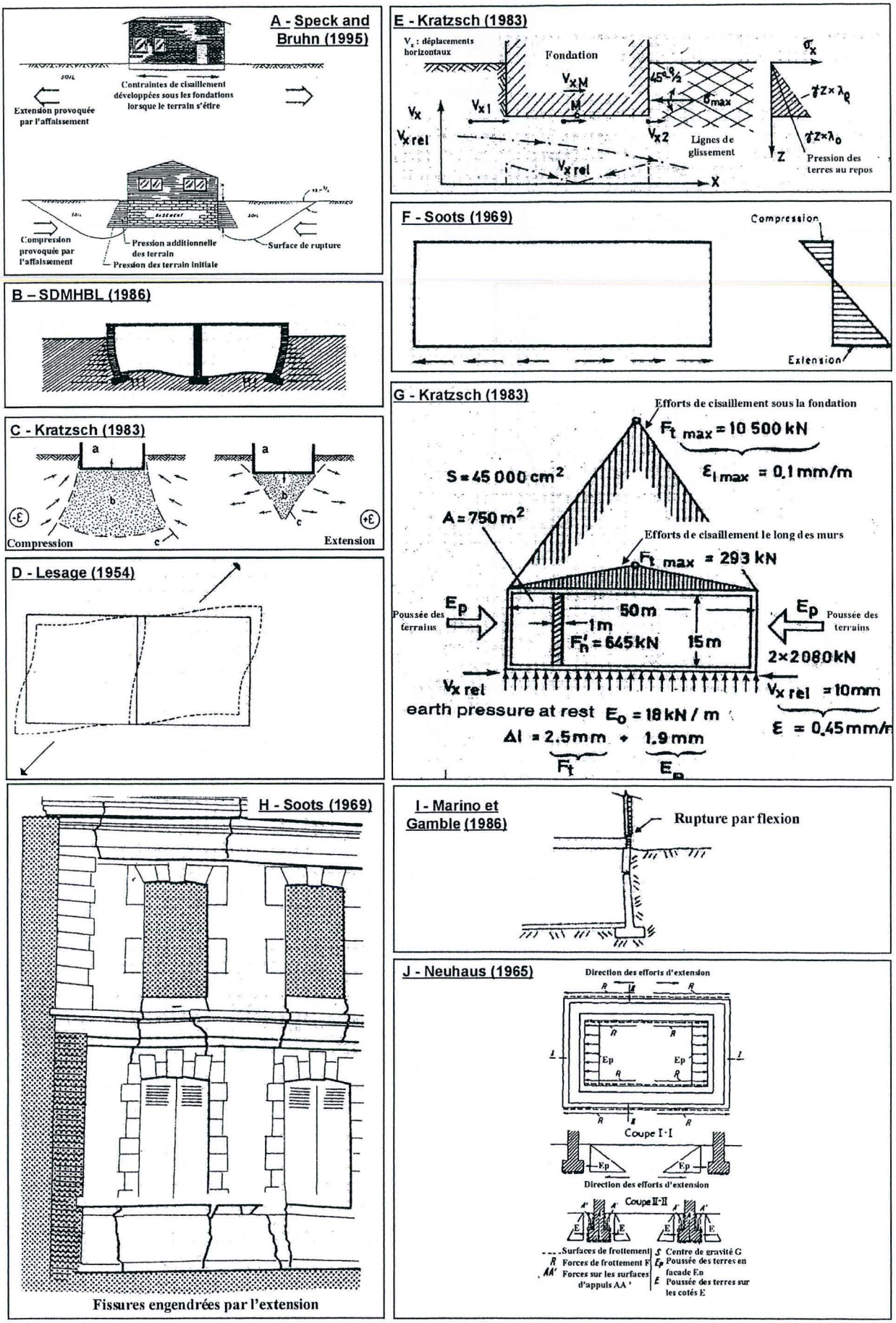


figure 26 : Schémas présentant les comportements possibles d'une structure vis-à-vis de la déformation horizontale des terrains, selon différents auteurs (A à J).

Une des questions importantes soulevée ici est de savoir dans quelle proportion la déformation du terrain se transmet-elle à la structure. On a déjà souligné l'importance de la rigidité relative d'une construction par rapport à celle du terrain pour trancher cette question. Cependant, un certain nombre d'études permettent de mieux cerner le problème. Ji-Xian (1985 et 1992) rapporte des relations empiriques entre la déformation du terrain et celle de la structure et Klezhev et al. (1980) rapportent de simples mesures comparatives des deux déformations. Dans tous les cas la déformation du terrain est plus importante que celle de la structure ; parfois vingt fois plus. Par ailleurs les facteurs de corrélations associés aux formules empiriques de Ji-Xian (1985) démontrent, par leur faible valeur, l'absence réelle de corrélations entre la déformation du terrain et celle de la structure. Nous pouvons malgré tout affirmer que, selon les situations, la déformation des construction peut être très inférieure à celle du terrain.

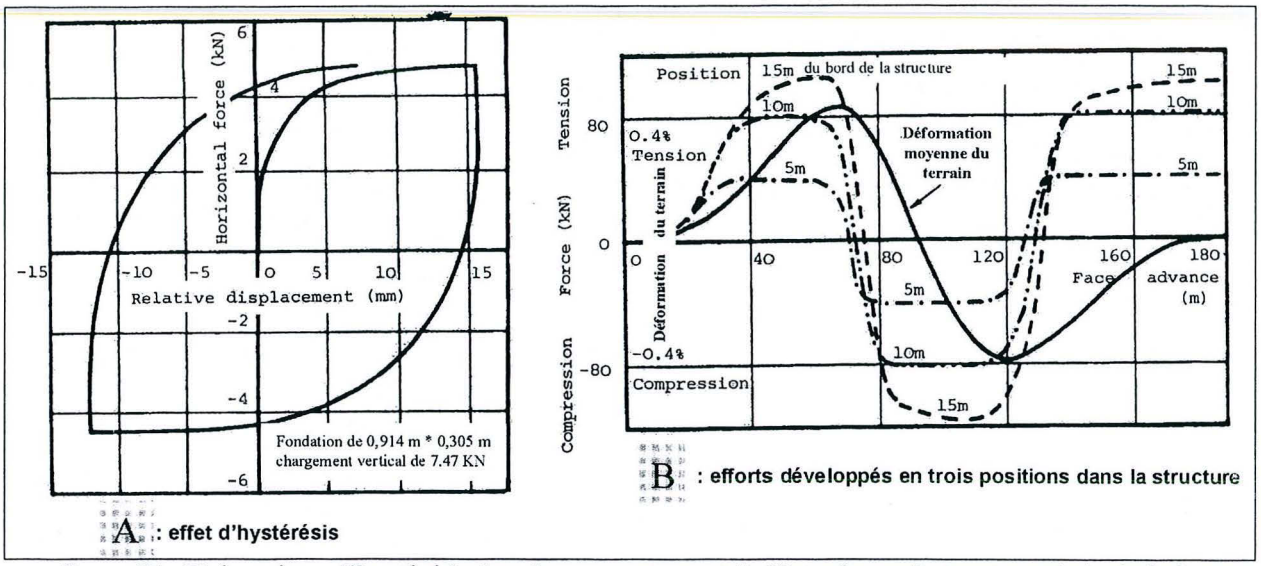


figure 27 : Phénomènes d'hystérésis dans le comportement de l'interface sol-structure vis-à-vis de la déformation horizontale des terrains et répercussion sur la sollicitation résultante dans une structure selon sa position dans la cuvette d'affaissement (Geddes et Kennedy, 1984).

Pour finir, il est intéressant de mentionner les études de Geddes et Kennedy (1984) sur le comportement des interfaces sol-structures vis-à-vis de la déformation horizontale des terrains. Des essais de frottement sol-fondation mettent en évidence une très forte hystérésis dans le comportement de l'interface. La figure 27-A montre que lorsqu'on impose un déplacement horizontal différentiel positif entre le sol et la fondation d'une structure de type portique, qui simule une déformation de traction du terrain, l'effort dans la fondation est du même signe que le déplacement (traction), mais atteint rapidement une valeur maximale correspondant à la rupture de l'interface. Si, dans la suite de l'expérience, le déplacement horizontal relatif s'inverse, la fondation est immédiatement sollicitée par un effort inverse, qui induit rapidement une compression dans la fondation alors que le mouvement relatif total du sol par rapport à la structure est globalement une traction. La figure 27-B montre l'implication d'un tel comportement dans le cas d'un affaissement minier. Supposons que la cuvette d'affaissement se crée à la surface des terrains comme une onde, faisant passer successivement les points de la surface par la zone de traction puis par la zone de compression. Une telle situation est systématique dans le cas des mines de charbon exploitées par foudroyage, mais ne peut être exclue dans le cas d'un affaissement minier accidentel pour lequel on peut imaginer que l'effondrement commence dans une partie de la mine puis provoque l'effondrement des parties adjacentes et donc une onde d'affaissement à la surface. Dans ce cas, les constructions seront sollicitées selon les mêmes modalités que l'expérience de Geddes et Kennedy (1984). La figure 27-B superpose la déformation moyenne du terrain et celles en différents points d'une structure. On constate que cette dernière est globalement sollicitée par des efforts de traction entre le bord de la cuvette et le point de déformation de traction maximal. Entre les points de déformations maximales de traction et compression, la structure est globalement sollicitée par des efforts de compression et entre le point de compression maximale et le centre de la cuvette, du fait des phénomènes d'hystérésis, la structure est de nouveau sollicitée par de la traction.

b- Comportement vis-à-vis de la courbure du terrain

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. La question fondamentale, qui apparaît dans la bibliographie et que nous retiendrons, est de savoir si les structures vont adopter la courbure du terrain ou non ? Les auteurs qui se sont intéressés à cette question ont produit de nombreux schémas de comportement des structures en zone de courbure : Attewell et Yeates (1984), Rausch (1955), Boscardin et Cording (1989), Kratzsch (1983), Arcamone (1980), Soots (1969), Burland et al. (1977), Burland et Wroth (1974), Neuhaus (1965), Geddes (1984)... La figure 28 reproduit 7 schémas numérotés de "a" à "g" et la figure 29 reproduit les résultats de deux expériences. Nous en présentons les principaux éléments :

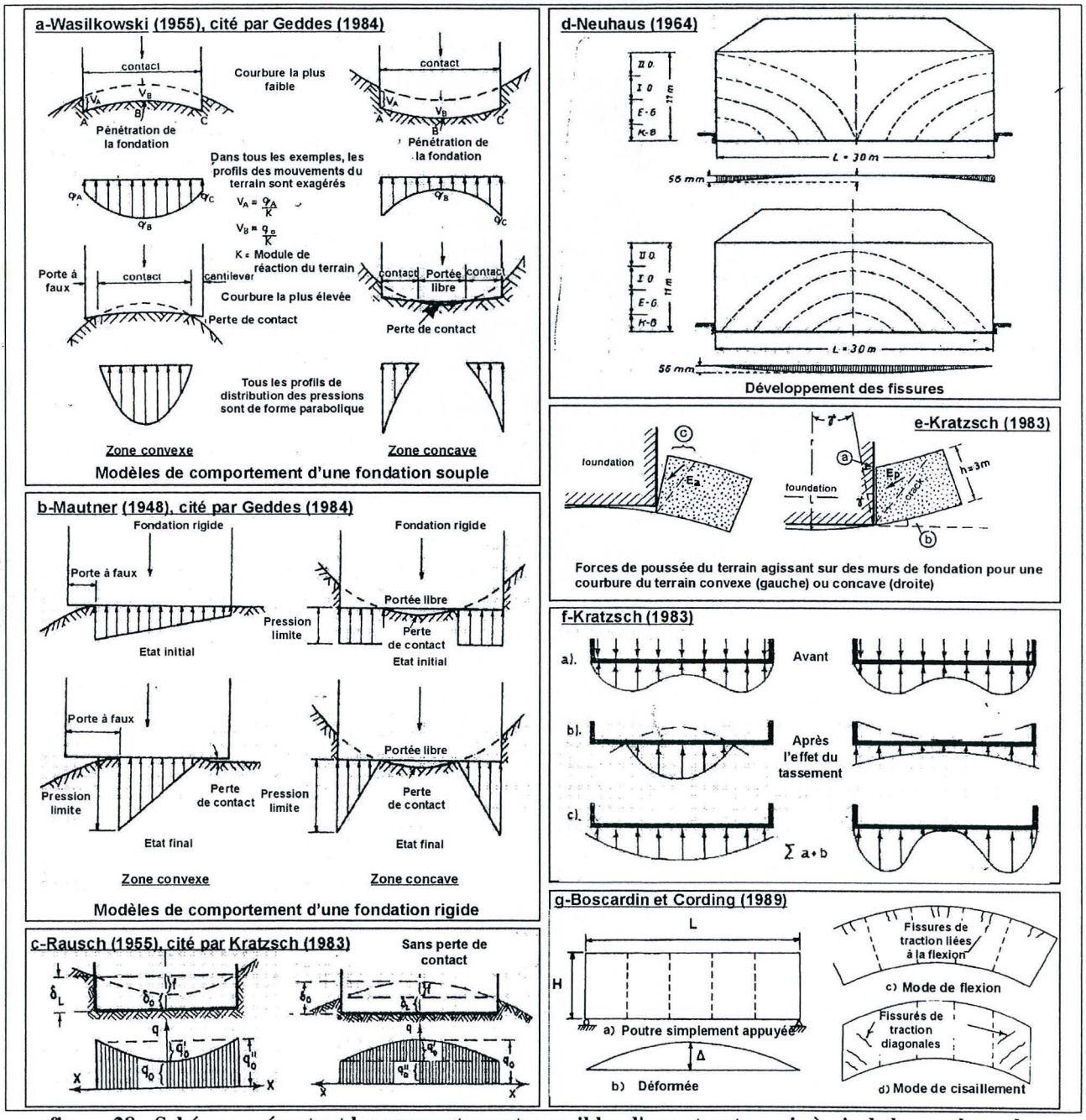


figure 28 : Schémas présentant les comportements possibles d'une structure vis-à-vis de la courbure des terrains, selon différents auteurs (a à g).

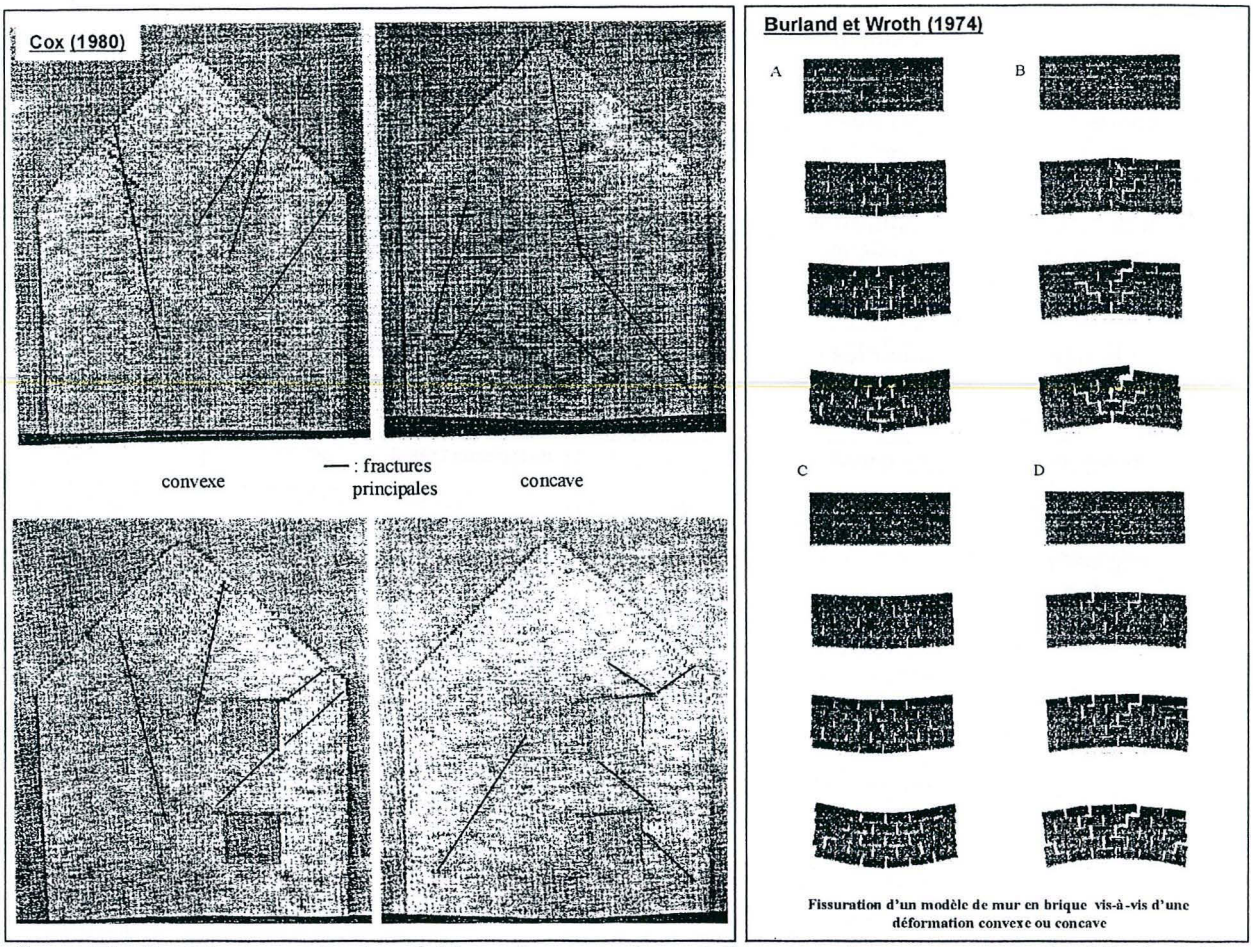


figure 29 : Expériences mettant en évidence le comportement d'une structure en maçonnerie et l'orientation de la fissuration.

Certains schémas de comportement font explicitement apparaître la flexion de la structure, qui est parfois la même que celle du terrain (figure 28-a et g).

- La zone concave conduit globalement à une augmentation des contraintes verticales sous les extrémités de la structure (figure 28-a, b, c et f). La zone convexe conduit globalement à l'effet inverse et donc à une augmentation des contraintes verticales sous le centre de la structure (figure 28-a, b, c et f).
- Selon la rigidité du terrain et de l'ouvrage et selon l'importance de la courbure, la structure peut se retrouver décollée à ses extrémités ou en son centre (figure 28-a, b et f).
- La courbure du terrain entraîne une sollicitation de la structure par flexion et par cisaillement (figure 28-g). Les dégradations associées à ces deux modes de sollicitation ne sont pas localisées aux mêmes endroits, même si elles sont toutes les deux liées à une rupture par traction des matériaux de la structure.
- Sur les parties enterrées de la structure, la courbure du terrain peut être à l'origine d'une poussée en zone concave et d'un décollement en zone convexe (figure 28-e). Cette poussée ou ce décollement se cumule à ceux provoqués par la déformation horizontale du terrain qui ont les mêmes effets.
- Lorsque la structure est dégradée, l'orientation des fissures dépend du sens de la courbure. La figure 29 permet de visualiser les fissures dans des murs en maçonnerie selon le sens de la courbure. L'expérience de Cox (1980) montre également l'influence des ouvertures, dans les murs, sur leur répartition. Burland et Wroth (1974) illustrent l'orientation et la localisation des fissures selon la courbure et le mode de sollicitation (flexion ou cisaillement). D'une manière générale une courbure concave du terrain génère des fissures inclinées, concentrées vers le bas de l'ouvrage et orientées depuis les extrémités inférieures de l'ouvrage vers son centre. Une courbure convexe à un effet contraire, avec des fissures concentrées dans la partie supérieure de la structure et orientées depuis le centre de l'ouvrage vers ses extrémités supérieures. Ce résultat est sensiblement cohérent avec la figure 28-d.

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 30 présente trois schémas de comportement, numérotés de "1" à "3" et présentés par Kratzsch (1983).

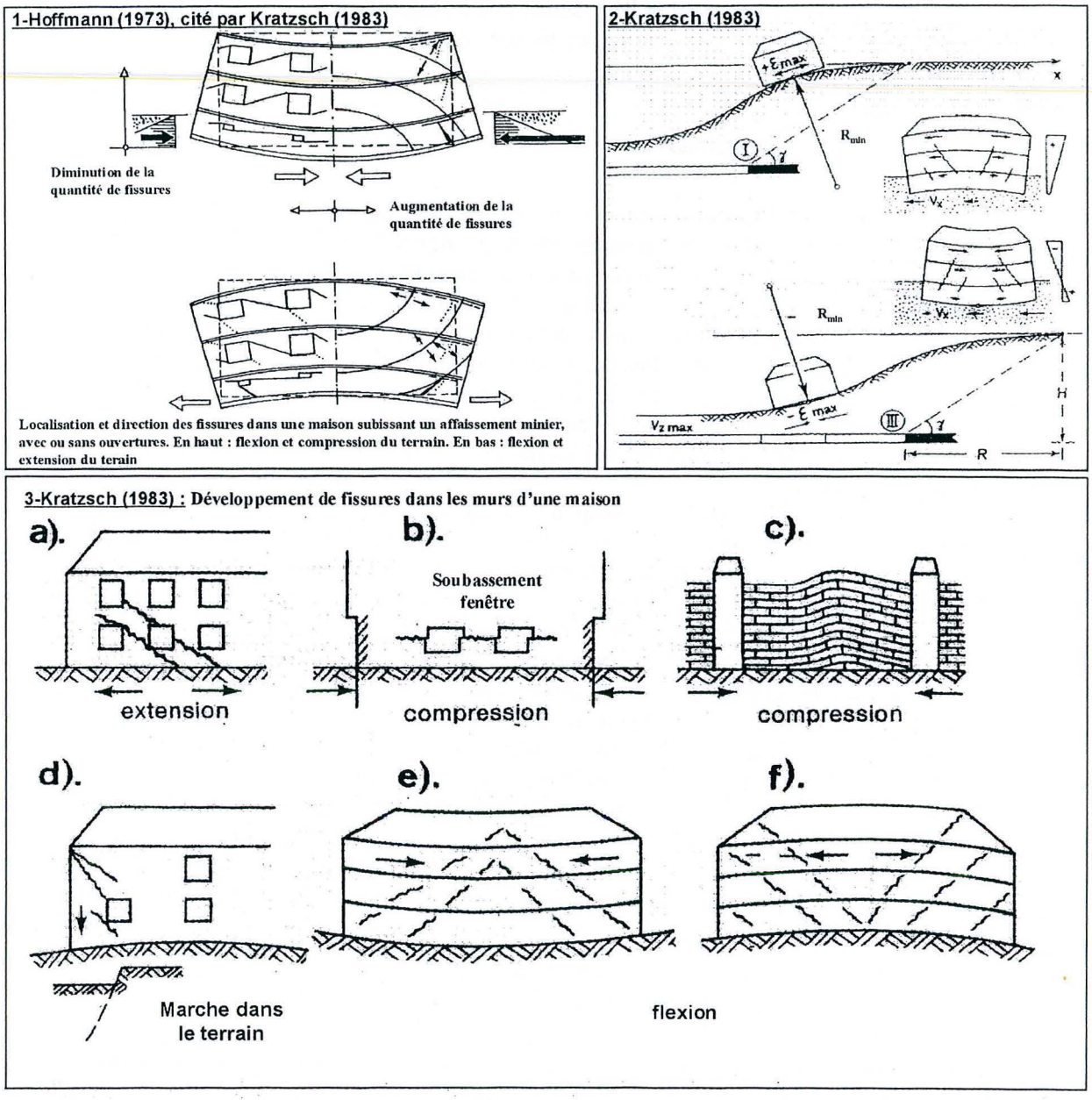


figure 30 : Schémas présentant les comportements possibles d'une structure vis-à-vis du cumul de la déformation et de la courbure des terrains.

Les principales observations sont les suivantes :

- La répartition et la localisation des fissures engendrées par l'action cumulée de la courbure et de la déformation horizontale du terrain (figure 30-1 et 2) est identique à celle provoquée simplement par la courbure du terrain (figure 30-d).
- Vis-à-vis de l'état de la fibre inférieure de la structure (état de traction ou de compression), l'effet de la courbure du terrain et de la déformation du terrain s'oppose. Les schémas laissent penser que l'effet de la courbure est plus important que celui de la déformation puisque, en zone de

explicitement en traction sur la figure 30-2. En zone convexe, et donc de traction, les deux effets semblent tout juste se cumuler puisque la fibre inférieure ne semble pas allongée sur la figure 30-1 et que la figure 30-2 laisse clairement apparaître de faibles contraintes de traction en partie basse de l'ouvrage.

- Si on considère qu'une structure est globalement moins résistante en traction qu'en compression, du fait des propriétés des matériaux de construction, alors la zone de traction (convexe) est la plus susceptible d'entraîner des dégradations dans le bâti (figure 30-2).
- La figure 30-3 récapitule les différentes dégradations engendrées par chaque mouvement du terrain. On notera en particulier l'écrasement de la superstructure provoqué par la déformation de compression, qui est la seule cause des fissures horizontales dans la structure. Les autres fissures sont toutes inclinées.

d- Commentaires

Les différents schémas de comportement des structures en zone d'affaissement minier présentés sur les figures 26 à 30 concordent sur les phénomènes à l'origine des sollicitations du bâti mais divergent souvent sur leurs effets. Ainsi, en zone de déformation, tous mettent en évidence l'existence de contraintes de poussée du terrain et des contraintes de frottement. En revanche, les déformations se transmettent-elles au bâti ? Les phénomènes d'interaction sol-structure peuvent-ils entraîner la rupture du terrain ? Les contraintes de frottement génèrent t-elles des contraintes uniformes dans la structure ou bien variables et donc une flexion de l'ouvrage, comme le laisse penser Soots (1969) ? Vis-à-vis de la courbure, la structure prend-elle le même rayon de courbure que le terrain ? Les déformations de flexion sont-elles plus importantes que celles de cisaillement ? L'effet de la courbure est-il globalement plus important que celui de la déformation ?
Beaucoup de questions sont donc en suspend et les réponses que chacun y apporte ne sont pas universelles. En particulier, on peut se demander s'il est pertinent de chercher à identifier un type de dégradation, avec une localisation des fissures, étant donné l'immense hétérogénéité en matière de matériaux, géométrie et de système constructif des bâtiments. Par ailleurs l'hétérogénéité des bâtiments est également locale et consécutive à la phase constructive de l'ouvrage. Cependant ces schémas de dégradation ont l'intérêt de permettre une meilleure visualisation des phénomènes mis en jeu.
Cette analyse de la bibliographie permet de prendre conscience des résultats qu'on est en droit d'espérer en étudiant le comportement des ouvrages en zone d'affaissement minier. L'étude doit être globale, au sens où elle s'intéresse à un type de bâti, constitué de nombreuses constructions représentatives, et permettra de tirer des conclusions générales d'une fiabilité statistiquement "correcte". Ou alors, elle doit être très précise en s'intéressant à une structure, très particulière, et l'ensemble des conclusions sera, à priori, inadapté à toute autre construction.
Les chapitres suivant s'intéressent naturellement à la prévision des dégradations des ouvrages dans l'optique d'une prévision globale de la dégradation.

2.2.2 Valeurs seuils des mouvements du terrain associés à une dégradation du bâti

La démarche la plus couramment adoptée, la plus simple aussi, est de chercher des valeurs seuils des mouvements des terrains, correspondants à un niveau de dégradation, d'un type de construction. Le degré de précision de ces démarches varie selon trois aspects : le nombre de niveaux de dégradations définis, la typologie du bâti et le nombre de seuils correspondant à différents mouvements. Lorsque la précision devient grande, la démarche de prévision de la dégradation devient élaborée ; et fait l'objet d'un chapitre particulier. Mais dans bien des cas, les démarches restent simples avec une précision concernant rarement, simultanément, les trois aspects précédents. Nous allons, en premier lieu, présenter les différentes échelles de dégradation des constructions. Dans un second temps, nous présentons les valeurs seuils des mouvements du terrain, corrélés aux dégradations précédentes, puis les méthodes élaborées.

a- Définition d'une échelle de dégradation des bâtiments

Nous avons trouvé, dans la bibliographie, sept échelles de dégradation des bâtiments. Deux d'entre elles, d'origine anglaise, ont eu une large diffusion. L'échelle du National Coal Board (1975, tableau 6) et l'échelle de Burland (1997, tableau 7), qui est dans la continuité de celle du NCB et a été assez largement adoptée (Burland, 1997). Mis à part l'importance de leur diffusion, les sept échelles divergent principalement par le nombre de niveaux de dégradations qu'elles distinguent, qui varie de 2 à 6.

tableau 6 : 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 7 : Echelle de classification des dégradations selon Burland (1997).

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 la plus simple est proposée par Stacey et Bakker (1992, tableau 8). Elle distingue deux niveaux de dégradations : "superficiels" et "problématiques". Son intérêt, non négligeable, est que la distinction est assez claire et facile à faire, au point même que les auteurs n'ont pas décrit plus précisément ces deux classes. L'échelle de Bhattacharya et Singh (1984, tableau 9) possède un degré de plus. A nos yeux elle est la meilleure. Premièrement les trois classes de dégradations sont bien distinguables, d'autre part, elles peuvent être reliées aux états limites définis dans les règlements européens en vigueurs (Eurocodes). L'état limite de service (ELS) correspond assez clairement aux dégradations "fonctionnelles" et l'état limite ultime (ELU) correspond aux dégradations "structurelles".

Les autres échelles distinguent au minimum quatre niveaux qui diffèrent dans leur principe des deux échelles précédentes. Souvent basées sur la déformation de la structure ou sur l'importance de la fissuration, les précisions apportées ne permettent pas toujours une distinction nette entre les niveaux. Ainsi, Pellisier et al. (1992, tableau 10) attachent une très grande importance aux fissures sans distinguer celles qui concernent des organes structuraux d'un ouvrage. Ji-Xian (1995,tableau 11) fait une description plus précise des dégradations en insistant sur l'importance des travaux de réhabilitation à mettre en œuvre. Bruhn et al. (1982, tableau 12) présentent une échelle faisant également référence aux réparations nécessaires qu'ils décrivent assez précisément. 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 (1997), qui donne l'échelle la plus précise d'entre toutes. A l'opposé de la classification binaire de Stacey et Bakker (1992), celle de Burland (1997) distingue six niveaux de dégradations. Mais la précision de sa description est révélatrice de la difficulté concrète de discriminer six classes de dégradations.

tableau 8: Echelle de classification des dégradations selon Stacey et Bakker (1992).

Classification des dégradations	Descriptions
Superficielles	pas de description
Problématiques	pas de description

tableau 9 : 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 10 : 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 11 : 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 12 : 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.

Il est intéressant de pouvoir positionner ces différentes échelles les unes par rapport aux autres. Le tableau 13 s'y emploi. On constate que les différences concernent principalement les dégradations peu importantes. En effet, les dégradations observées, lors des affaissements miniers, sont souvent suffisamment modérées pour qu'il soit davantage nécessaire de distinguer les faibles dégradations les unes par rapport aux autres que d'affiner la distinction entre les fortes dégradations. Par ailleurs, Burland (1997) fait remarquer que la distinction entre les dégradations légères et modérées est essentielle car les dégradations légères peuvent être d'origine très différente (pathologie courante des constructions).

tableau 13 : Comparaison et équivalences entre les différentes échelles de classification des dégradations.

Stacey et Bakker (1992)	Bhattacharya et Singh (1984)	Pellisier et al. (1992)	Ji-Xian (1995)	Bruhn et al. (1982)	NCB (1975)	Burland (1997)
Superficielles	Architecturales	Pas de fissuration	1	légères	Négligeables ou très légères	Négligeables
		Négligeables				
		Très faibles à faibles	2			très légères
					Légères	Légères
Problématiques	Fonctionnelles	Moyennes à importantes	3	Modérées	Appréciables	Modérées
				Sévères	Sévères	Sévères
	Structurelles	Très importantes	4	Très sévères	Très sévères	Très sévères

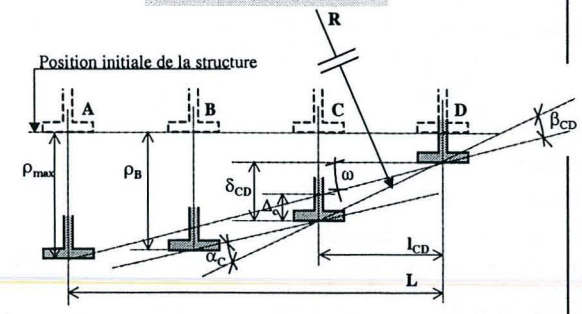
Notre avis sur ces échelles sera davantage étayé dans la partie s'intéressant à l'étude statistique des affaissements et dégradations observées dans le bassin ferrifère lorrain. Cependant, nous pouvons dès à présent préciser la difficulté rencontrée pour positionner chaque structure dans une échelle de dégradation à trois niveaux. C'est pourquoi nous préférerons celle de Bhattacharya et Singh (1984).

b- Seuils des mouvements des terrains, attribués à une dégradation

Les seuils proposés sont nombreux et ont été regroupés dans un tableau placé en annexe 1. Ce tableau fait correspondre une valeur seuil d'un ou plusieurs mouvements du terrain à un niveau de dégradation (lorsqu'il est indiqué) ou à un type de construction. Lorsque la dégradation correspondant au seuil indiqué n'est pas décrite, on peut supposer que le seuil en question correspond au début de l'endommagement et donc à une dégradation "superficielle", selon la hiérarchisation de Stacey et Bakker (1992, tableau 8). L'origine de ces seuils n'est pas toujours bien définie. Ils sont généralement consécutifs à des observations d'ouvrages dégradés par des affaissements. Parfois, ils résultent d'essais, sur des murs en briques reconstitués pour l'expérience par exemple. Afin de ne pas cumuler des seuils redondants, nous avons référencé chaque donné selon l'auteur à l'origine de l'information, même quand il n'a pas été possible de retrouver l'article initial. On dénombre une cinquantaine de sources différentes permettant d'espérer, sinon de supposer, que le tableau est représentatif, soit des normes en vigueurs, soit des règles d'usages dans les pays suivants : Angleterre, ex-URSS, France, Allemagne, Afrique du Sud, Australie, Canada, Pologne, Chine, Etats-Unis.
Les valeurs seuils sont affectées à différents mouvements, soit du terrain, soit de la structure lorsque c'est possible. Nous avons distingué cinq grandes familles de seuils :

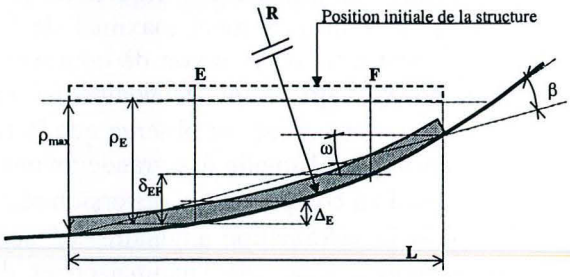
- Les seuils affectant la déformation horizontale du terrain "ε". Ces derniers ne concernent pas la déformation résultante de la structure.
- Les seuils affectant la pente de la cuvette "P" ou l'inclinaison de la structure "ω". En effet, dans le cas où la structure est de petite dimension par rapport à la cuvette, il est possible d'assimiler la pente moyenne de cette dernière le long de l'ouvrage avec l'inclinaison de la construction.
- Les seuils affectant le rayon de courbure du terrain "R".
- Les seuils affectant la distorsion de la structure. Ces derniers sont intimement liés à la courbure et à la pente du terrain, mais ils intègrent en plus les dimensions de l'ouvrage. Ils ont pour objectif de préciser au plus juste la sollicitation réelle d'un ouvrage. Ces grandeurs ont des définitions différentes et très précises, même si elles semblent parfois redondantes. La figure 31 en donne la définition, avec un soin particulier pour en distinguer l'implication lorsqu'elles sont appliquées à une structure possédant des fondations isolées ou continues. A ce titre, certains articles mélangent ces définitions, mais nous avons essayé de rendre tous les seuils cohérents entre eux et avec leur définition. Ces seuils sont au nombre de quatre : la rotation "δ/l", le taux de déflexion "Δ/L", l'angle de distorsion "β" et la déformation angulaire "α". La rotation est la seule grandeur qui cumule l'effet de la distorsion de la structure et celui de l'inclinaison. Cependant, si on se place dans le cas d'une inclinaison nulle, on remarque que la rotation est exactement égale à l'angle de distorsion "β". La rotation "δ/l" est une des grandeurs pour lesquelles un grand nombre de seuils a été proposé. Nous pensons que dans de nombreux cas, en particulier ceux pour lesquels aucune information sur l'inclinaison n'est donnée, la rotation "δ/l" correspond en réalité à l'angle de distorsion "β". En effet, un certain nombre de seuils sur la rotation proviennent d'études sur les tassements différentiels des fondations, sans lien direct avec la problématique des affaissements miniers, c'est-à-dire dans des situations où l'inclinaison de la structure est nulle.
- Les seuils affectant les déplacements verticaux de la structure. La figure 31 illustre ces déplacements qui sont : le déplacement vertical maximal d'un point de la structure "ρ_{max}", le déplacement vertical moyen le long de la structure "ρ_{moyen}", le tassement différentiel entre deux points de la structure "δ" et la déflexion relative de la structure "Δ".

Fondations isolées :



Construction avec fondations isolées

Fondations continues :



Construction avec fondations continues

ρ = tassement d'un point de l'ouvrage par rapport à la position initiale de la structure.

ρ_i désigne le tassement de la fondation « i ».	ρ_i désigne le tassement d'un point quelconque « i » de la fondation.

δ = tassement différentiel entre deux points de l'ouvrage.

δ_{ij} correspond au tassement différentiel entre la fondation « i » et la fondation « j ».	δ_{ij} correspond au tassement différentiel entre deux points quelconques « i » et « j » de la fondation.

Δ = déflexion relative d'un point de l'ouvrage par rapport à la position inclinée.

Δ_i correspond au tassement relatif de la fondation « i ».	Δ_i correspond au tassement relatif d'un point quelconque « i » de la fondation. Si la courbure du terrain est constante le long de l'ouvrage, sa valeur maximale est à mi-longueur de l'ouvrage et vaut : $\Delta_{max} = L^2/8R$

ω = inclinaison de l'ouvrage.

Δ/L = taux de déflexion d'un point de l'ouvrage par rapport à la position inclinée.

Δ_i/L correspond à la déflexion relative d'une fondation « i » rapportée à la longueur totale de l'ouvrage.	Δ_i/L correspond à la déflexion relative d'un point quelconque « i » de la fondation rapportée à la longueur totale de l'ouvrage.

δ/l = rotation de deux points de la structure par rapport à la position initiale.

δ_{ij}/l_{ij} désigne la rotation du segment joignant les fondations « i » et « j ».	δ_{ij}/l_{ij} correspond au tassement différentiel entre deux points quelconques « i » et « j » de la fondation. En considérant deux points rapprochés, δ/l tend vers la pente de la cuvette aux points considérés.

β = angle de distorsion de l'ouvrage.

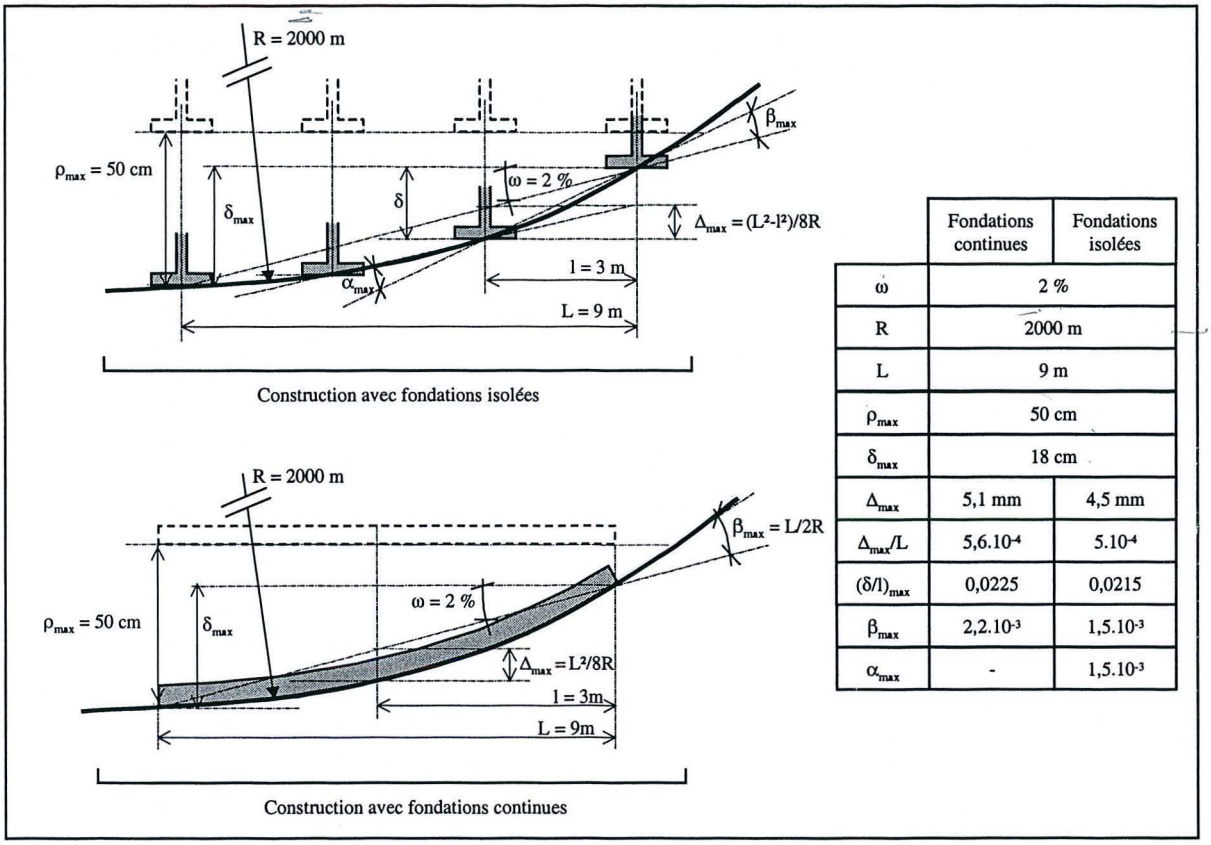
β_{ij} désigne la rotation du segment joignant les fondations « i » et « j » par rapport à la position inclinée.	β_{ij} désigne la rotation du segment joignant deux points quelconques « i » et « j » de la fondation par rapport à la position inclinée de la structure. Si la courbure du terrain est constante le long de l'ouvrage, sa valeur maximale est à une des extrémités de la structure et est égale à L/2R.

α = déformation angulaire de l'ouvrage.

α_i désigne l'angle entre deux segments de droite reliant la fondation « i » considérée aux deux fondations de par et d'autre.	cette grandeur n'est pas pertinente puisqu'en considérant trois points rapprochés la déformation angulaire tend vers une valeur nulle.

figure 31 : Définition des mouvements des terrains et de la structure auxquels des seuils sont affectés.

Pour mieux juger de la différence entre ces grandeurs et pour évaluer les conséquences d'une confusion entre elles, la figure 32 illustre un cas théorique concret où toutes les grandeurs ont été évaluées. On a considéré une construction de 9 m de longueur dont les fondations sont, soit continues, soit isolées (entraxe de 3 m), et un affaissement caractérisé par un rayon de courbure de 2000 m, une inclinaison de l'ouvrage de 2 % et un tassement maximal de la structure de 50 cm. Cet exemple est typique d'une situation, très fréquente, où le rayon de courbure reste suffisamment élevé pour que les variations de pente le long de l'ouvrage soient secondaires par rapport à la valeur de la pente moyenne, c'est à dire de l'inclinaison. En conséquence, on observe que la rotation "δ/l" est très proche de l'inclinaison "ω". C'est d'ailleurs la raison pour laquelle des grandeurs ont été élaborées afin d'écarter l'influence de l'inclinaison et ne prendre ainsi en compte que la distorsion réelle de l'ouvrage. Le taux de déflexion "Δ/L", l'angle de distorsion "β" et la déformation angulaire "α" sont ces grandeurs qui prennent, on le voit, des valeurs faibles par rapport à celles de l'inclinaison et de la rotation. Les valeurs calculées dans le cas de fondations isolées sont systématiquement inférieures à celles calculées pour des fondations continues. L'explication est que les fondations isolées imposent de calculer les grandeurs caractéristiques de la sollicitation de la structure en des points particuliers qui ne sont pas ceux correspondants aux valeurs maximales.



	Fondations continues	Fondations isolées
ω	2 %	
R	2000 m	
L	9 m	
ρ_{max}	50 cm	
δ_{max}	18 cm	
Δ_{max}	5,1 mm	4,5 mm
Δ_{max}/L	$5,6.10^{-4}$	5.10^{-4}
$(\delta/l)_{max}$	0,0225	0,0215
β_{max}	$2,2.10^{-3}$	$1,5.10^{-3}$
α_{max}	-	$1,5.10^{-3}$

figure 32 : Comparaison des différentes grandeurs caractérisant la distorsion de la structure.

La figure 33 représente une projection graphique d'un certain nombre de seuils de l'annexe 1 afin d'en faciliter la comparaison. Les trois premières représentations (figure 33-A, B et C) permettent de comparer les seuils les plus nombreux, sur la déformation horizontale du terrain "ε", sur l'inclinaison de la structure "ω" et sur sa distorsion "β" et "δ/l". Les deux dernières grandeurs ont été regroupées pour prendre en compte les remarques précédentes qui suggèrent que, dans bien des cas, elles sont identiques dans leur définition. La quatrième et cinquième représentation (figure 33-D et E) sont des représentations à deux axes où la déformation horizontale du terrain est en ordonnée et la distorsion ou la pente est en abscisse. Ces représentations ne sont possibles que pour les cas où les deux seuils sont donnés simultanément. Leur intérêt est d'être comparées avec les abaques de prévision des dégradations qui sont présentés dans la partie suivante (figure 35 et figure 36) et dont deux sont précisément dans le système d'axe des deux figure 33-D et E. Nous avons réduit le nombre de niveaux de dégradation à deux, ce qui correspond à l'échelle de Stacey et Bakker (1992), présentée dans le tableau 8. C'est l'échelle qui est le "plus petit dénominateur commun" de toutes les autres, c'est donc celle qui permet de représenter le plus grand nombre de seuils. Par ailleurs, un nombre important de seuils, présentés dans l'annexe 1, ne sont pas

référencés relativement à une dégradation. On a donc supposé qu'ils correspondent à des dégradations architecturales.

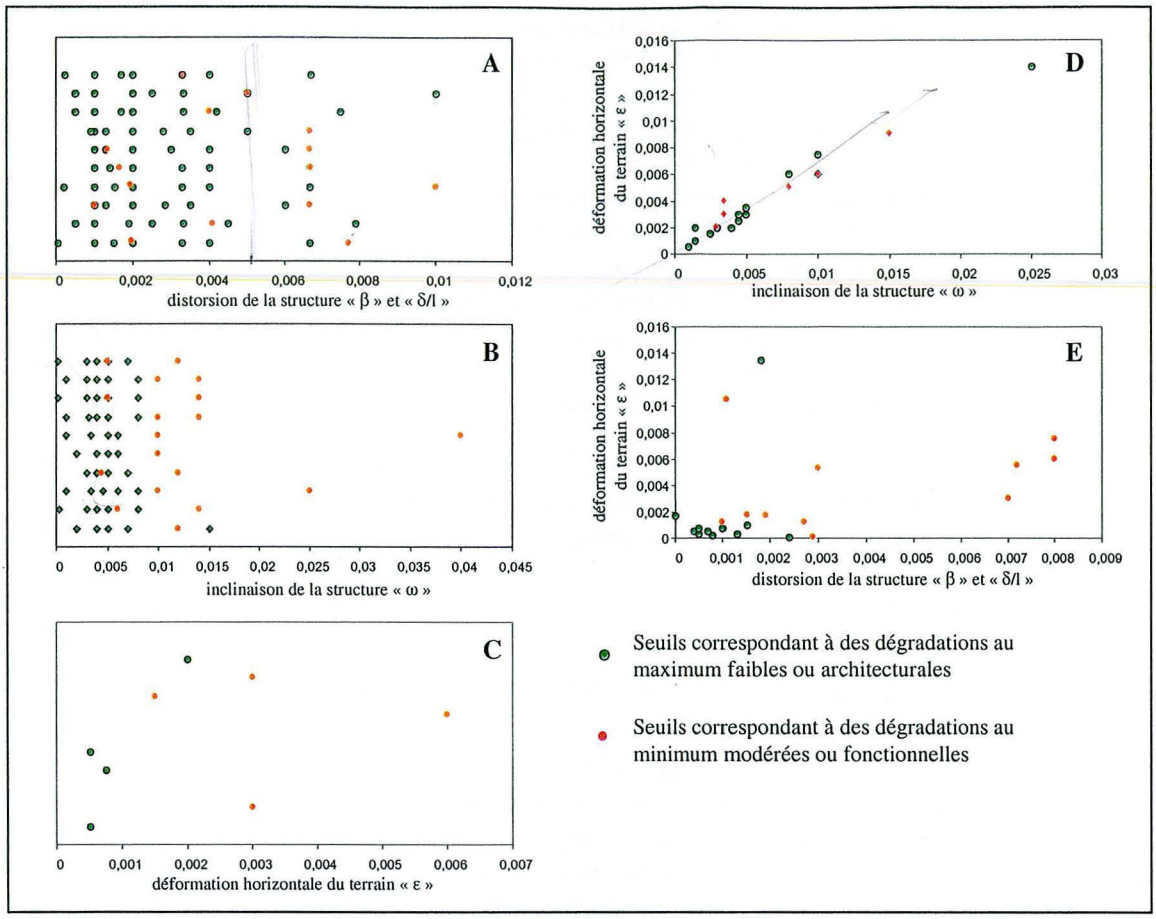


figure 33 : Comparaison des différents seuils.

Les observations de la figure 33 sont les suivantes :

- 211 seuils ont été projetés. 82 seuils concernent exclusivement la rotation "δ/l" ou l'angle de distorsion "β", 67 concernent l'inclinaison de la structure, 8 la déformation du terrain et 54 deux des seuils précédents simultanément.
- Les seuils sur la distorsion (figure 33-A) prennent des valeurs comprises entre 0 et 0,01. La majorité est même inférieure à 0,005. On ne distingue pas de différences nettes entre les seuils des dégradations faibles ou architecturales et les autres.
- Les seuils sur l'inclinaison (figure 33-B) prennent des valeurs inférieures, pour la grande majorité, à 1,5 %. On observe une très nette différence entre les seuils des dégradations faibles ou architecturales, inférieurs à 1 %, et les autres, supérieurs à 1 %
- Les seuils sur la déformation horizontale du terrain (figure 33-C) sont peu nombreux. Ils prennent des valeurs inférieures à 0,006 et il semble y avoir une limite entre les deux niveaux de dégradation considérés, qui se situerait à environ 0,002.
- Les seuils donnés simultanément sur la déformation horizontale et la pente (figure 33-D) sont singulièrement corrélés. Il n'y a pas, de notre point de vue, une explication évidente. On observe une tendance de la figure à placer les dégradations importantes pour des valeurs importantes de la pente et de la déformation, ce qui est cohérent. Cette figure sera comparée dans la partie suivante avec l'abaque de Wagner et Schümann (1991, figure 36).
- Les seuils donnés simultanément sur la déformation horizontale et la distorsion de la structure (figure 33-E) mettent en évidence assez sensiblement que le couplage de valeurs importantes de la déformation horizontale et de la distorsion est à l'origine des dégradations les plus importantes.

Par ailleurs un certain nombre de conclusions peuvent être faites sur le tableau de l'annexe 1, qui n'apparaissent pas sur la figure 33 :

- Les seuils les plus cités dans la bibliographie sont ceux proposés par Skempton et Mac Donald (1956), Polshin et Tokar (1957) et Bjerrum (1963).
- Un nombre important de seuils est affecté à un type de construction. Les principales typologies sont souvent communes parmi les auteurs. En particulier les ouvrages sont généralement distingués selon les critères suivants :
  - constructions de type portique ouvert, ou cadre ouvert, sans remplissage entre les éléments d'ossature et sans distinction des matériaux ;
  - constructions de type portique, avec remplissage entre les éléments d'ossature (briques, maçonneries) et sans distinction des matériaux ;
  - constructions à base de murs porteurs ou de parois pleines en briques ou maçonneries sans renforcement ou chaînage ;
  - constructions à base de murs porteurs ou de parois pleines avec renforcements ou chaînages.
  - hauteur de la construction ou ratio longueur sur hauteur.
- Les seuils sur les tassements maximums ou moyens d'une construction sont nombreux. La justification de tels seuils est de supposer que le tassement uniforme, ou le déplacement vertical uniforme, d'une construction aura d'autant moins de chance de l'être réellement qu'il est important. Ainsi plus le tassement maximal est important et plus la construction risque d'avoir été sollicitée pendant l'affaissement.

2.2.3 Méthodes de prévision des dégradations élaborées

La partie précédente a montré les limites des modèles de prédiction de la dégradation des constructions basés uniquement sur un ou deux seuils et sans prise en compte, simultanément, de la pluralité des typologies de bâti, de la diversité des mouvements des terrains à l'origine de la sollicitation de la structure et de la graduation des dégradations. C'est ainsi que d'autres méthodes ont été élaborées afin de pallier à ces défauts. Les premières que nous présenterons sont les abaques, au nombre de trois, permettant de définir des zones de même dégradation en fonction de deux paramètres. Les secondes et les plus élaborées se sont attachées à intégrer un plus grand nombre de critères. Les méthodes pondérales, en particulier, permettent de caractériser la résistance d'une structure grâce à un nombre cumulé de points qu'on lui a attribués selon différents critères. Deux de ces méthodes sont d'origine américaine et trois autres d'origine polonaise.

a- Les abaques

- **Longueur de l'ouvrage et déformation horizontale :**

La plus ancienne méthode, présentée par le National Coal Board (1975), 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. Basée sur la compilation de très nombreux cas de dégradations, elle débouche sur l'abaque de la figure 34-A. Le National Coal Board l'a présenté 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 ».

Geddes et Kennedy (1984) critiquent dans cet abaque la confusion qui est faite entre la déformation horizontale du terrain et celle de la structure, ce qui est assez courant par ailleurs. D'une part, des glissements peuvent avoir lieu à l'interface sol-structure, d'autre part, la déformation horizontale du terrain n'est pas constante le long d'ouvrages très longs (100 m par exemple), puisque leur longueur est du même ordre de grandeur que les dimensions de la cuvette. On rappelle à ce propos une remarque de l'introduction où nous avions précisé l'importance de la longueur relative d'une construction par rapport à celles de la cuvette d'affaissement et nous avions estimé, très grossièrement, à L/10 la longueur maximale

d'une construction pour pouvoir supposer que les mouvements des terrains sont constants sur toute sa longueur. Geddes et Kennedy (1984) laissent cependant entendre que l'abaque conserve toute son utilité à deux conditions :

- considérer que ce que l'abaque appelle déformation horizontale est en réalité la déformation moyenne du terrain le long de l'ouvrage .
- supposer que la résistance de la structure est très faible par rapport aux efforts maximaux générés à l'interface sol-structure, afin que la déformation des terrains soit assimilable à celle de la structure. Autrement dit, supposer qu'il n'y a pas d'interaction entre la structure et le terrain puisque les mouvements de ce dernier ne sont pas perturbés par la structure.

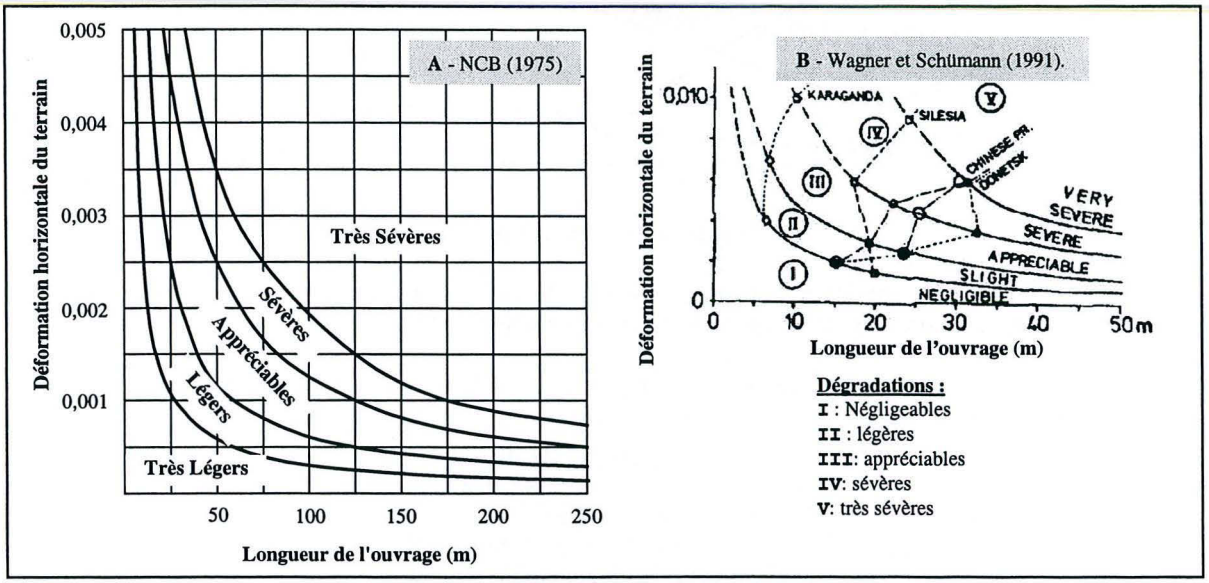


figure 34 : Abaques définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de la longueur de la structure selon le National Coal Board (1975) et Wagner et Schümann (1991).

Par ailleurs, notre avis est que l'abaque est 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 34-B, 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). Mais cet abaque se révèle en fin de compte n'être qu'une copie conforme de celui du NCB pour des longueurs de structure inférieures à 50 m.

- **Angle de distorsion et déformation horizontale :**

Cet abaque théorique, basé sur la théorie de la résistance des matériaux, a été proposé par Boscardin et Cording (1989). Il est représenté sur la figure 35. Son élaboration consiste à calculer analytiquement la déformation de traction maximale « $\varepsilon_{structure}$ » qui apparaît dans une structure en maçonnerie sollicitée par la courbure du terrain « $R_{terrain}$ » et la déformation horizontale de traction uniforme du sol d'assise « $\varepsilon_{terrain}$ ». Les hypothèses retenues pour ce calcul sont :

- La structure est modélisée par une poutre épaisse, élastique, homogène et isotrope.
- La déformation horizontale de traction est imposée à l'ensemble de la poutre.
- L'effet de la courbure est modélisé par l'intermédiaire d'un effort ponctuel vertical appliqué à mi-portée de la poutre qui repose sur des appuis simples. Par ailleurs, l'axe neutre est imposé en fibre inférieure de la poutre afin de simuler l'effet rigidifiant du terrain.

En considérant l'angle de distorsion « β » de la structure (figure 31) estimé par $\beta = L/(2.R_{terrain})$, où "L" est la longueur de la structure, on obtient finalement une relation mathématique relativement simple reliant les paramètres $\varepsilon_{terrain}$, β et $\varepsilon_{structure}$. En se fixant, d'une part, des propriétés mécaniques et géométriques de la poutre et, d'autre part, des valeurs seuils de « $\varepsilon_{structure}$ » qui correspondent à différents degrés de dégradation de la maçonnerie (tableau 14), il est possible de construire des courbes d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de l'angle de distorsion de la structure.

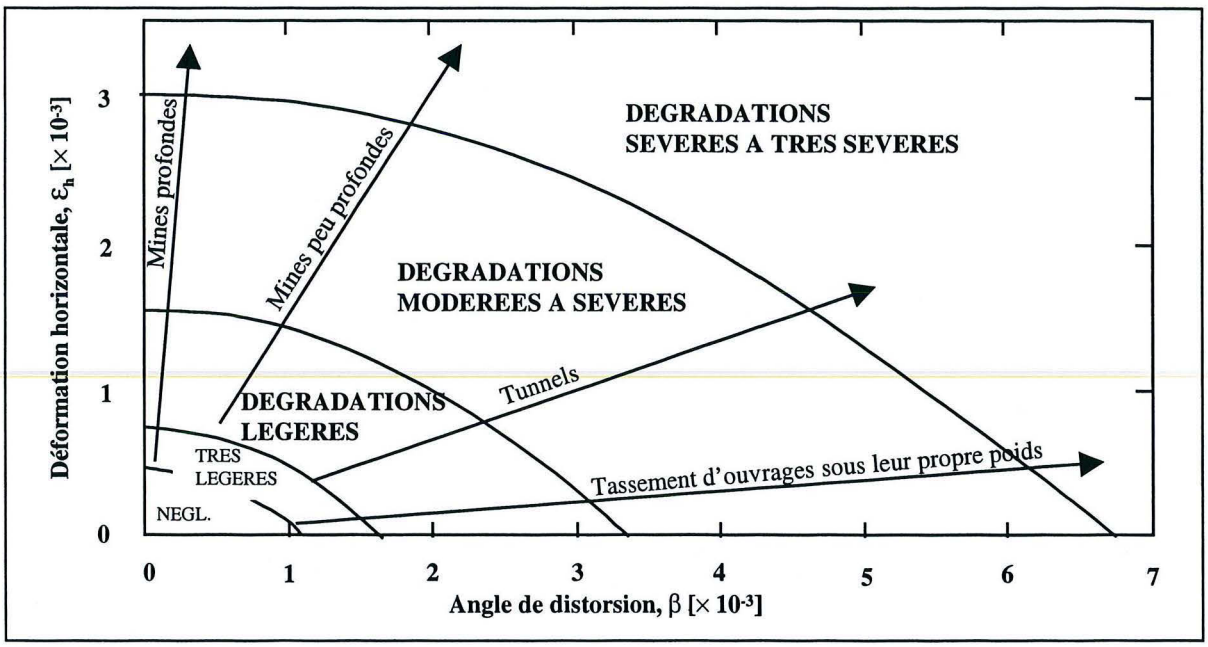


figure 35 : Abaque de Boscardin et Cording (1989) définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de l'angle de distorsion de la structure.

tableau 14 : Valeurs et seuils adoptés pour l'élaboration de l'abaque de Boscardin et Cording (1989).

Caractéristiques mécaniques	Coefficient de Poisson de 0,3.
Caractéristiques géométriques	Hauteur et longueur de la structure identiques.
Valeurs seuil de $\varepsilon_{structure}$ ($\times 10^{-3}$)	< 0,5 pour des dégradations négligeables. 0,5 à 0,75 pour des dégradations très légères. 0,75 à 1,5 pour des dégradations légères. 1,5 à 3 pour des dégradations modérées à sévères. > 3 pour des dégradations très sévères.

L'approche proposée est cohérente avec celle du National Coal Board (1975). Elle revient en fait à rajouter un troisième axe à l'abaque du NCB, celui de l'angle de distorsion. On peut donc construire des surfaces d'iso-dégradation plutôt que des courbes. L'abaque de Boscardin et Cording correspond d'ailleurs à la description de ces surfaces pour une longueur fixe de la structure d'environ 30 à 40 m.
Les critiques qui peuvent être faites sur cet abaque résident, d'une part, dans la confusion faite entre la déformation ou la courbure du sol et celles de la structure, d'autre part, dans la quantité importante d'hypothèses restrictives. Enfin, cet abaque a été explicitement élaboré pour la zone de traction de la cuvette alors que les dégradations en zone de compression peuvent être aussi importantes.
Il est particulièrement intéressant de comparer l'abaque de Boscardin et Cording (1989) avec la figure 33-E, représentant la projection des valeurs seuils des grandeurs caractéristiques de la sollicitation de la structure. On observe plus q'une allure semblable. En effet la courbe séparant les dégradations modérées des dégradations faibles de l'abaque de Boscardin et Cording (1989) et celle séparant les dégradations architecturales des autres sur la figure 33-E correspondent aux mêmes couples de valeurs de la déformation et de la distorsion.

- **Pente et déformation horizontale :**

L'abaque de Wagner et Schümann (1991), figure 36, met en évidence des courbes d'iso-dégradation 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 (figure 31). 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 36 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 34. 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.

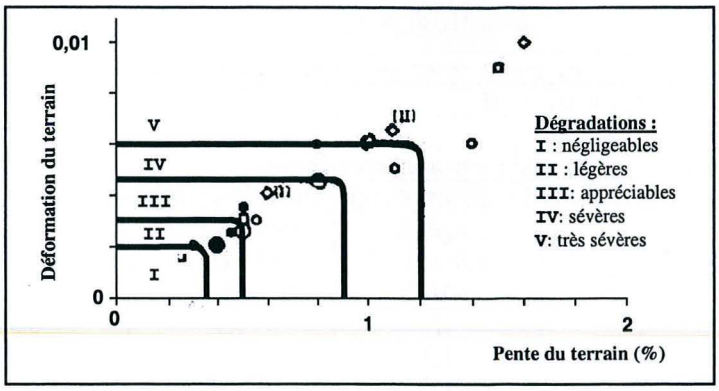


figure 36 : Abaques définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de l'inclinaison de la structure selon Wagner et Schümann (1991).

b- Méthodes les plus élaborées

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.

- **Les méthodes américaines :**

Deux méthodes multicritères au moins ont vu le jour ces vingt dernières années.

La première méthode, proposée par Bhattacharya et Singh (1984, tableau 15), 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 degrés de dégradation auxquels ils associent des valeurs seuils des mouvements du terrain ou de la structure selon la catégorie de l'ouvrage considéré. Les seuils adoptés pour les mouvements admissibles sont issus d'une synthèse bibliographique des seuils généralement admis à travers le monde. Tout en revêtant de ce fait un caractère « universel », une telle démarche présente l'inconvénient de ne pas garantir la maîtrise de l'origine des valeurs recensées. Le risque d'accumulation artificielle de valeurs suite à une auto-justification des auteurs les uns par rapport aux autres n'est, dans ce cas, pas à exclure.

La seconde méthode, décrite par Yu et al. (1988, tableau 16), est plus précise sur la caractérisation des structures puisqu'elle prend en compte le type de fondation, le type de superstructure, la taille relative de l'ouvrage par rapport à celle de la cuvette ainsi que l'élancement de l'ouvrage. L'inconvénient notable présenté par cette méthode est l'absence d'explication scientifique quant à la distribution des points selon chaque critère ou pour la définition des seuils qui diffèrent légèrement de ceux de Bhattacharya et Singh (1984).

tableau 15 : 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 disign »					4
Mouvements du terrain maximaux acceptables (valeurs recommandées)					
Importance des dégradations	Catégorie de la structure	Angle de distorsion "β" [$\times 10^{-3}$]	Déformation horizontale "ε" [$\times 10^{-3}$]	Déflexion "Δ" [$\times 10^{-3}$]	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	-	-	-	-
	4	-	-	-	-
Critères basés sur 71 valeurs seuils disparates issues de la bibliographie.					

tableau 16: 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
	Acier	8
3 – L/r :	< 0,1	8
« L » : longueur de la structure	0,1 à 0,25	6
« r » : rayon de la cuvette (cas critique)	0,26 à 0 5	4
	> 0,5	2
4 – h/L :	< 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" [$\times 10^{-3}$]	Déformation horizontale "ε" [$\times 10^{-3}$]	Pente "P" [10^{-3}]
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	-	-	-
	4	-	-	-

- **Les méthodes polonaises :**

Ces méthodes sont, à notre avis, les plus élaborées et probablement les mieux calibrées. Les échanges et les contacts que nous avons instaurés avec l'Institut Central Minier de Katowice (GIG) en Pologne, nous ont permis de constater qu'ils utilisaient une méthode pondérale largement acceptée et jugée satisfaisante par toutes les parties concernées lors d'un affaissement minier, y compris les populations sinistrées. Cette méthode, élaborée à l'Institut Central Minier de Katowice (Kwiatek, 1998, tableau 17), est la plus précise mais elle ne s'applique qu'aux ouvrages en maçonnerie (briques, moellons, parpaings...). 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. Son premier inconvénient est qu'en étant exclusivement ajustée aux affaissements et structures locales, elle en perd tout caractère d'applicabilité universel. Le second inconvénient est, d'une part, qu'elle ne fait pas de nuance sur le degré de dégradation, et d'autre part, que le seuil de dégradation n'est défini qu'à partir d'une seule caractéristique décrivant le mouvement du terrain : la déformation horizontale.

Une autre méthode émane de l'Université des Mines et Métallurgie de Cracovie. Elle est présentée dans le tableau 18 et décrite par Dzegniuk et Hejmanowski (2000). 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.

Enfin, une troisième méthode (Kwiatek, 1998) consiste à définir la déformation maximale admissible par une construction en fonction de sa classification, de son état technique et de son assise (rigidité des terrains). Dans un premier temps, le tableau 19 permet de caractériser l'état technique du bâtiment son type d'assise et ses principales caractéristiques. La classe de résistance du bâtiment est alors obtenue avec le tableau 20, en fonction de la caractérisation du bâti effectuée à l'étape précédente. Enfin, le tableau 21 permet d'évaluer la valeur maximale de la déformation horizontale du terrain admissible par la structure en fonction de sa classe de résistance, de son état technique, de son assise et de sa géométrie. Cette méthode est délaissée en Pologne, au profit de la méthode pondérale du GIG explicitée précédemment.

tableau 17 : Classification 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		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	a) Fondations	- Béton armé	0
		- Béton	2
		- Maçonnerie en briques	3
		- Pierre	4
	b) Parois des caves	- Béton	0
		- Maçonnerie en briques, blocs ou blocs creux en béton	1
		- Maçonnerie en pierre, blocs creux en béton armé	3
	c) Plancher de l'étage le plus bas	- Béton armé, *Ackermann*, avec couronnes en béton armé	0
		- Béton ou béton armé plan sur poutre en acier	1
		- Plancher en segments sur poutres en acier, à $l/L > 1/10$ (l : largeur du segment)	2
			4
		- Plancher en segments sur poutres en acier, à $l/L < 1/10$	3
		- Bois avec poutres	4
		- Voûte sans tirants, à $f/L > 1/5$	8
		- Voûte sans tirants, à $f/L < 1/5$	
	d) Linteaux	- Béton armé (monolithique ou préfabriqué) ou sur poutres en acier	0
		- Briques, plan	2
		- Linteau en arc (arceau), à $f/L > 1/5$	3
		- Linteau en arc (arceau), à $f/L < 1/5$	5
	e) Autres éléments de construction	- Arcs dans parois portantes, portée $L > 1{,}5$ m (sans tirant) à $f/L > 1{,}5$	4
		- Arcs dans parois portantes, portée $L > 1{,}5$ m (sans tirant) à $f/L < 1{,}5$	8
		- Hauteur de blocs de bâtiment différente	2
		- Niveau de planchers différent	3
6-Protection contre les influences minières	- Bâtiment protégé au niveau des fondations et tous les planchers		0
	- Bâtiment protégé au niveau des fondations et certains planchers		2
	- Bâtiment protégé au niveau de tous les planchers		8
	- Bâtiment protégé au niveau de certains planchers		10
	- Protection fragmentée		12
	- Sans protection		15
7-Etat technique du bâtiment	a) Etat du bâtiment par rapport à l'usure naturelle	- Bon	0
		- Satisfaisant	1
		- Moyen	2
		- Impropre	3
		- Mauvais	5
	b) Endommagement de la construction	- aucune dégradation de la construction	0
		- Fissures < 1 mm	2
		- Fissures < 5 mm	5
		- Fissures < 15 mm, ou écart de l'aplomb < 25 mm/m	8
		- Fissures < 30 mm avec déplacement ou écart de l'aplomb > 25 mm/m	12
8-Autres	- Pour les bâtiments qui ne sont pas destinés au séjour permanent des hommes, sans chauffage (par exemple débarras, étables, granges)		-12
	- Pour les bâtiments destinés au séjour temporaire des hommes (ateliers, magasins, garages)		-6
	- Pour les bâtiments publics destinés au séjour permanent ou temporaire de grands groupes d'enfants, de jeunes, personnes handicapées ou malades		12
	- Pour les bâtiments à finissage ou équipement sensible aux influences de l'exploitation		6

Classification de la structure et mouvements maximaux acceptables											
Nombre de points cumulés	≤ 20	21 à 23	24 à 29	30 à 33	34 à 36	27 à 43	44 à 46	47 à 49	50 à 56	57 à 59	≥ 60
Classe de résistance	4	3			2			1			0
Déformation horizontale maximale acceptée "ε" [$\times 10^{-3}$]	9	6	5	4	3	2,5	2	1,5	1	0,5	≤ 0,3

tableau 18 : Classification des structures et des dégradations selon Dzegniuk et Hejmanowski (2000).

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	8
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					
Nombre de points cumulés	<20	21 à 27	28 à 36	37 à 47	>48
Classe de résistance	4	3	2	1	0

Mouvements du terrain maximaux acceptables			
Classe de résistance	Pente "P" [$\times 10^{-3}$]	Déformation horizontale "ε" [$\times 10^{-3}$]	Rayon de courbure "R" [km]
0	< 2,5	< 1,5	> 20
1	2,5 à 5	1,5 à 3	7,5 à 20
2	5 à 10	3 à 6	4 à 7,5
3	10 à 15	6 à 9	2,5 à 4
4	> 15	> 9	< 4

tableau 19 : Caractérisation de l'état technique du bâtiment, de son assise et de ses caractéristiques (Kwiatek, 1998).

N⁰	Caractéristique	Typologie	Description
1	Etat technique du bâtiment	très bon	Qualité de réalisation très bonne, qualité des matériaux de construction bonne, sans fissure ou d'endommagement visible.
		bon	Qualité de réalisation et qualité des matériaux de construction moyennes, sans fissure ou d'endommagement visible
		suffisant	Qualité de réalisation et qualité des matériaux de construction moyennes, avec des fissures ou des marques d'endommagement visibles (dans les parois, dans les planchers ; humidification locale des murs)
2	Assise du bâtiment	compressible	Sols naturels jusqu'à une profondeur de 0,7. B à B, dont $M_0 > 80$ MPa: sables fins, sables silteux, lâches et à l'etat de compaction moyen,silts et argiles sableuses, argiles marneuses d'épaisseur inférieure à 2 m
		peu compressible	Sols naturels jusqu'à une profondeur de 0,7. B à B, dont $M_0 \leq 80$ MPa: sables fins, sables silteux compacts, sables gros et moyens, graviers, cailloux et argiles d'épaisseur supérieure à 2 m
		Autre	Autres sols ne correspondant pas aux conditions caractérisant les sols compactes et peu compactes. En cas de sol comportant des enrochements, les valeurs des déformations admissibles, données dans le tableau 21, doivent être multipliées par un facteur 0,7.
3	Caractéristiques de la construction	I	Système mixte de construction, murs porteurs dans les deux directions, ou dans une seule direction (transversale ou longitudinale) mais rigidifiée dans le sens perpendiculére au sens portant.
		II	Planchers à nervures denses ou équivalent.
		III	Renforcement de la construction (ancrage, chambranles)
		IV	Caves au-dessous de toute la surface de bâtiment ou abscence de cave
		V	Système longitudinal ou transversal sans raidissement dans le sens perpendiculaire au système portant.
		VI	Caves seulement au-dessous d'une partie du bâtiment.
		VIa	Caves partielles avec porte cochère.
		VII	Planchers mixte acier-béton ou équivalent, planchers mixte acier–béton au-dessus des caves et en bois dans les étages.
		VIIa	Cave voutée en arc dont la portée est supérieure à 2 m et planchers en bois dans les étages.
		VIII	Sans renforcement.

tableau 20 : Détermination de la classe de résistance la structure en fonction de ses caractéristiques (Kwiatek, 1998).

Caractéristiques de la structure lues dans le tableau 19	Classe de résistance de la structure
I+II+III+IV	C – 1
II+III+IV+V	
I+II+III+IV	C - 2
I+III+IV+VII	
I+II+IV+VII	
III+IV+V+VII	
II+III+V+VI	
I+III+IV+VIIa	C – 3
I+III+VI+VII	
I+II+VI+VIII	
II+IV+V+VIII	
II+III+V+VIa	
III+IV+V+VIIa	
III+V+VI+VII	

Caractéristiques de la structure lues dans le tableau 19	Classe de résistance de la structure
I+III+VI+VIIa	C - 4
II+V+VI+VIII	
II+V+VIa+VIII	
III+V+VI+VIIa	
III+V+VIa+VII	
I+IV+VII+VIII	C - 5
I+IV+VIIa+VIII	
IV+V+VII+VIII	
III+V++VIa+VIIa	
IV+V+VIIa+VIII	
I+VI+VII+VIII	
I+VI+VIIa+VIII	C - 6
V+VI+VII+VIII	
V+VIa+VII+VIII	
V+VI+VIIa+VIII	
V+VIa+VIIa+VIII	

c- Commentaires

Les principaux commentaires sur ces méthodes "élaborées" sont les suivantes :

- La longueur de la structure est le paramètre le plus régulièrement pris en compte pour caractériser la vulnérabilité de la structure. Les méthodes pondérales lui affectent également un poids important.
- Mis à part la méthode de Yu et al. (1988), les matériaux de la structure ont un poids relativement faible dans la caractérisation de la vulnérabilité de l'ouvrage. Ce sont davantage les systèmes constructifs (murs porteurs, structures à ossature souple ou rigide) qui sont privilégiés.
- Les méthodes donnent plus d'importance aux déformations horizontales qu'aux autres mouvements des terrains.
- L'importance donnée aux propriétés des terrains est assez faible alors que les schémas de comportement, exposés sur la figure 26 et la figure 28, laissaient clairement penser que différents scénarios pouvaient se réaliser selon la déformabilité ou la résistance des terrains par rapport à celles de la construction.
- Le nombre de classes de résistances du bâti est de quatre à six. Ces chiffres rejoignent le nombre de distinctions qui étaient apparues lors de l'exposé des seuils (paragraphe 2.2.2).

2.2.4 Conclusions

Le comportement d'un ouvrage subissant un affaissement minier est appréhendé de multiples façons :

- En élaborant des schémas permettant de visualiser le comportement de l'ouvrage et l'origine de ses sollicitations.
- En déterminant des seuils sur les mouvements des terrains à partir desquels, quel que soit le processus en œuvre, la structure atteint un certain degré de dégradation.
- En caractérisant plus ou moins précisément l'aptitude d'une structure à supporter des mouvements inhabituels et en donnant de nouveau des seuils sur les mouvements des terrains.

La confrontation de ces méthodes et schémas de comportement met en évidence un certain nombre d'interrogations et de remarques :

- Quelle est l'importance réelle des propriétés mécaniques du terrain d'assise de la construction ? Sont-elles fondamentales comme le suggèrent les schémas de comportement ou de relative faible importance puisqu'elles n'ont souvent pas un poids important dans les méthodes de prévision des dégradations ?
- La typologie des bâtiments aboutit souvent à environ quatre catégories de structures dont la résistance n'est pas la même et dont les modes de comportement et de rupture différent probablement. Cependant ces différences n'apparaissent pas clairement dans les schémas de comportement qui ne font de distinction nette entre les différentes typologies de structures.
- Dans les méthodes élaborées, c'est la déformation horizontale qui est le mouvement des terrains privilégié pour quantifier la sollicitation de la structure. Dans le cas d'utilisation de seuils, sans indication conjointe du type de bâti et du niveau de dégradation auxquels ils correspondent, ce sont alors la distorsion et l'inclinaison qui sont les plus utilisées.
- Aucune des méthodes ou des seuils proposés ne fait l'unanimité, seules les tendances et les ordres de grandeurs sont communs.
- Il est important, pour juger de l'efficacité de ces méthodes, de tester dans quelle mesure elles peuvent s'appliquer à un site particulier avant de leur accorder confiance.

tableau 21 : Déformation des terrains admissible en fonction de la classe de la structure, de son assise et de son état technique.

Déformations admissibles pour les bâtiments au plan simple et bloc compacte								
Surface du plan horizontal du bâtiment	Assise (sol) définie dans le tableau 19	Etat technique du bâtiment défini dans le tableau 19	Classe de résistance du bâtiment définie dans le tableau 20					
			C-1	**C-2**	**C-3**	**C-4**	**C-5**	**C-6**
F < 250 m²	compressible	très bon	9,0	9,0	8,0	7,5	6,0	5,5
		bon	9,0	8,0	7,0	6,5	5,0	4,5
		suffisant	7,5	6,5	5,5	5,0	3,5	3,0
	peu compressible	très bon	9,0	9,0	7,5	7,0	5,5	5,0
		bon	9,0	7,5	6,5	6,0	4,5	4,0
		suffisant	7,0	6,0	5,0	4,5	3,0	2,5
	autres	très bon	9,0	8,0	6,5	6,0	4,5	4,5
		bon	8,0	6,5	5,5	5,0	3,5	3,5
		suffisant	5,5	5,0	4,0	3,5	2,5	2,5
250 m² ≤ F ≤ 400 m²	compressible	très bon	9,0	8,5	7,5	7,0	5,5	5,0
		bon	8,5	7,5	6,5	6,0	4,5	4,0
		suffisant	7,0	5,5	4,5	4,0	2,5	2,0
	peu compressible	très bon	9,0	8,0	7,0	6,5	5,0	4,5
		bon	8,0	7,0	6,0	5,5	4,0	3,5
		suffisant	6,0	5,0	4,0	3,5	2,0	2,0
	autres	très bon	8,0	7,0	6,0	5,5	4,0	4,0
		bon	6,5	5,5	4,5	4,0	3,0	3,0
		suffisant	4,5	4,0	3,0	2,5	1,5	1,5
Déformations admissibles pour les bâtiments au plan irrégulier ou simple – allongé ou bloc étendu								
Surface du plan horizontal du bâtiment	Assise (sol) définie dans le tableau 19	Etat technique du bâtiment défini dans le tableau 19	Classe de résistance du bâtiment définie dans le tableau 20					
			C-1	**C-2**	**C-3**	**C-4**	**C-5**	**C-6**
F < 250 m²	compressible	très bon	9,0	8,0	7,0	6,5	5,0	4,5
		bon	8,0	7,0	6,0	5,5	4,0	3,5
		suffisant	6,5	5,5	4,5	4,0	2,5	2,5
	peu compressible	très bon	9,0	8,0	6,5	6,5	5,0	4,5
		bon	7,5	6,5	5,5	5,0	4,0	3,5
		suffisant	6,0	5,0	4,0	3,5	2,5	2,5
	autres	très bon	8,0	7,0	6,0	5,5	4,0	4,0
		bon	6,5	5,5	4,5	4,0	3,0	3,0
		suffisant	4,5	4,0	3,5	3,0	2,0	2,0
250 m² ≤ F ≤ 400 m²	compressible	très bon	8,0	7,0	6,0	5,5	4,5	4,0
		bon	7,0	6,0	5,0	4,5	3,0	3,0
		suffisant	5,0	4,5	4,0	3,5	2,0	2,0
	peu compressible	très bon	7,5	6,5	7,0	5,5	4,0	4,0
		bon	6,5	5,5	4,5	4,0	3,0	3,0
		suffisant	4,5	4,0	3,5	3,0	2,0	2,0
	autres	très bon	6,5	5,5	5,0	5,0	3,5	3,5
		bon	5,0	4,5	4,0	3,5	2,5	2,5
		suffisant	3,5	3,0	2,5	2,5	1,5	1,5
400 m² ≤ F≤ 600 m²	compressible	très bon	7,5	6,5	6,0	5,5	4,0	3,5
		bon	6,0	5,5	4,5	4,0	3,0	3,0
		suffisant	4,0	3,5	3,0	3,0	2,0	1,5
	peu compressible	très bon	7,0	6,0	5,5	5,0	3,5	3,0
		bon	5,5	5,0	4,0	4,0	2,5	2,0
		suffisant	3,5	3,0	2,5	2,5	1,5	1,5
	autres	très bon	6,0	5,5	5,0	5,0	3,0	2,5
		bon	5,0	4,5	3,5	3,5	2,0	2,0
		suffisant	3,0	2,5	2,5	2,0	1,0	1,0

2.3 Mesures constructives, de protections ou de réhabilitations des constructions

Il est possible d'intervenir à deux niveaux dans la protection d'une construction face à des sollicitations d'origine minière. Le premier consiste à essayer de limiter l'influence et l'amplitude des mouvements des terrains afin de diminuer les sollicitations des bâtiments. Le second niveau consiste à donner aux constructions la résistance nécessaire pour ne pas subir de dégradation ou bien donner la souplesse requise pour minimiser les interactions avec le terrain, en permettant à l'ouvrage de se déformer. Augmenter la résistance d'une construction aboutit généralement à en augmenter également la rigidité. Il est alors intéressant de rappeler un commentaire de Neuhaus (1965) précisant que "dans toute construction dont la sécurité n'est pas totale, les dégâts dus aux affaissements miniers augmentent avec le degré de rigidité de la structure". Ainsi le choix d'une protection basée sur une augmentation de la résistance doit viser une protection totale de l'ouvrage au risque qu'il subisse une rupture de grande ampleur car elle ne sera pas répartie sur toute la construction. Le choix d'une protection partielle est basé sur l'acceptation d'une dégradation de l'ouvrage en le dotant d'une souplesse suffisante pour que les mouvements du terrain ne soient pas entièrement gênés et qu'ils puissent se transmettre partiellement, en des emplacements prévus de la construction. Ces deux options, protection partielle ou totale, peuvent être parfois avantageusement combinées en recherchant une forte résistance des soubassements et une souplesse de la superstructure ou l'inverse. La figure 37 récapitule ces grands principes de protection. Les différentes méthodes, que nous allons présenter, doivent être replacées dans ce contexte. Afin de ne pas revenir systématiquement sur la distinction entre protection totale ou partielle, signalons que certaines préconisations peuvent paraître contradictoires, simplement car leur logique de protection n'est pas la même.

Nous avons répertorié, dans ce chapitre, les différentes propositions faites pour minimiser les dégradations des bâtiments en zone d'affaissement minier. Les plus nombreuses, sont des mesures constructives, à envisager au moment de la construction d'un bâtiment susceptible de subir, par la suite, un affaissement minier. Mais il existe également des mesures de protections qui sont prises lorsqu'une construction est déjà bâtie et qu'un affaissement est à craindre, ainsi que des mesures de réhabilitation, une fois que l'affaissement a eu lieu et que les dégradations se sont produites. Ces deux dernières mesures sont souvent voisines de certaines mesures constructives puisqu'il s'agit de réaliser après ce qui n'a pas été réalisé au moment de la construction.

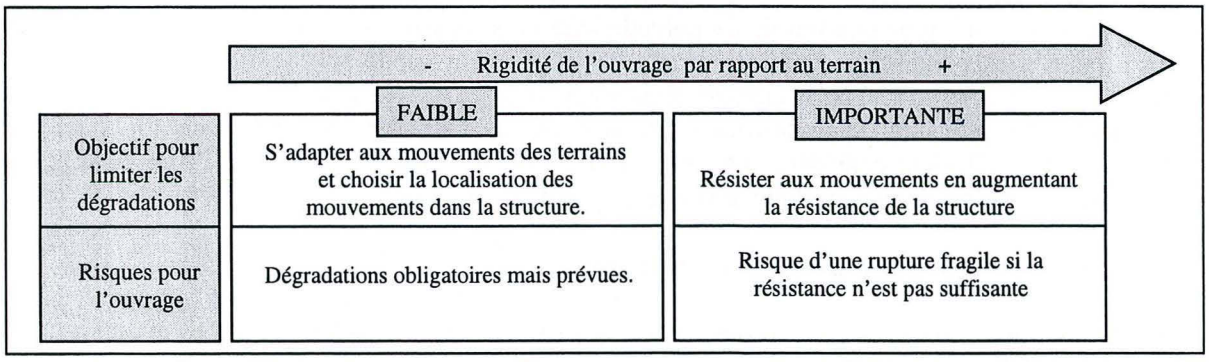


figure 37 : Logiques de protections des ouvrages en site d'affaissement minier.

- **Position de la construction par rapport à la cuvette d'affaissement :**

Il est judicieux d'essayer d'orienter les façades d'une construction avec les axes de l'hypothétique cuvette d'affaissement. Plus précisément, il faut essayer de faire coïncider le petit axe de la structure avec une des radiales de la cuvette (Peng et Cheng 1981, National Building Studies 1951, Geddes 1984, Neuhaus 1965, Soots 1969, Yokel et al. 1981). D'une part, c'est ainsi qu'on minimisera au maximum les surfaces sur lesquelles s'exercent la poussée des terrains, le frottement et la déflexion de l'ouvrage. D'autre part, la mesure consiste à faire coïncider les axes de comportement de l'ouvrage avec les directions des sollicitations afin d'éviter tout comportement complexe, de torsion par exemple, comme le laisse penser la figure 26-D.

- **Joints de glissement sous les fondations :**

Les joints de glissements consistent à mettre en place, sous les fondations, une couche qui va limiter les efforts de frottements pouvant solliciter la structure (tableau 22). Le principe est d'agir sur le coefficient de frottement de la couche elle-même, ou sur le coefficient de frottement entre le terrain et la fondation. Cependant, le frottement dépend également de la contrainte verticale sur la surface de frottement, et le frottement peut donc être minimisé en diminuant le poids de la construction (SDMHBL 1986). La couche proposée est généralement en matériaux granulaires avec éventuellement l'adjonction d'une membrane en polyéthylène (tableau 22).

tableau 22 : Réalisation d'un joint de glissement sous les fondations

Auteurs	Epaisseur et matériaux de la couche	Adjonction d'une membrane
NCB (1975)	15 cm de sable	oui
Institution of Civil Engineers (1977)	construction légère : 15 cm de sable compacté, de cendres volantes ou autre matériau granulaire approprié.	oui entre le sable et la fondation
	construction lourde Gros béton (5mm), puis 15 cm de sable compacté ou équivalent, puis la membrane et un radier non armé de 10 cm sur lequel sont construites les fondations.	oui
Geddes (1984)	Matériau granulaire	non
Bell (1988)	25 cm de sable	oui
Soots (1969)	Carton bitumineux interposé entre la fondation et le diaphragme, sur une chape bien dressée.	
Kwiatek (1998)	Matériau sableux à grains fin, sans cohésion : 30 cm si L < 10 m ; 60 cm si L > 30 m Matériau granulaire à gros grains : 40 cm si L < 10 m ; 70 cm si L > 30 m Un minimum de 50 cm est conseillé	non

La figure 38-A et B présente des exemples dont certains constituent de véritables "sandwich" (Bell 1988). Triplett et al. (1992) ont réalisé une expérience en Afrique du Sud, qui a consisté à étudier le comportement de plusieurs fondations subissant un affaissement, identiquement chargées, mais possédant des caractéristiques différentes et fondées ou non sur une couche de glissement. La fondation reposant sur une couche de sable plus une feuille de polyéthylène ne s'est pas comportée de manière beaucoup plus satisfaisante que la fondation témoin qui reposait uniquement sur le sol. Seuls les fondations en béton armé ou précontraint ont été suffisamment résistantes. D'ailleurs, Neuhaus (1965) estime qu'il est difficile d'atteindre un coefficient de frottement inférieur à 2/3 et donc relativement proche du coefficient de frottement naturellement considéré entre un sol et du béton, ce que confirment Yokel et al (1981). Le frottement transmissible ne sera donc jamais négligeable.

- **Joints de glissement au-dessus des fondations :**

Compte tenu des cotes hors gel à respecter, les fondations seront toujours enterrées et subiront donc la poussée des terrains. Le joint de glissement est donc placé, ici, au-dessus des fondations afin d'autoriser leur déplacement sans qu'il se transmette au reste de l'ouvrage. Différents schémas de principe ont été élaborés et regroupés sur la figure 38-C, D et E.
Cette mesure impose de vérifier qu'après d'éventuels déplacements de la superstructure par rapport aux fondations, ces dernières sont toujours à l'aplomb des éléments structuraux dans lesquels s'effectue la descente de charges. C'est pourquoi il peut être nécessaire de surdimensionner la largeur de la fondation (Neuhaus 1965). Cette mesure revient indirectement à augmenter la souplesse de l'ouvrage au niveau de ses fondations et elle peut inspirer des mesures de protection lorsqu'il s'agit de recréer dans une construction de tels joints.

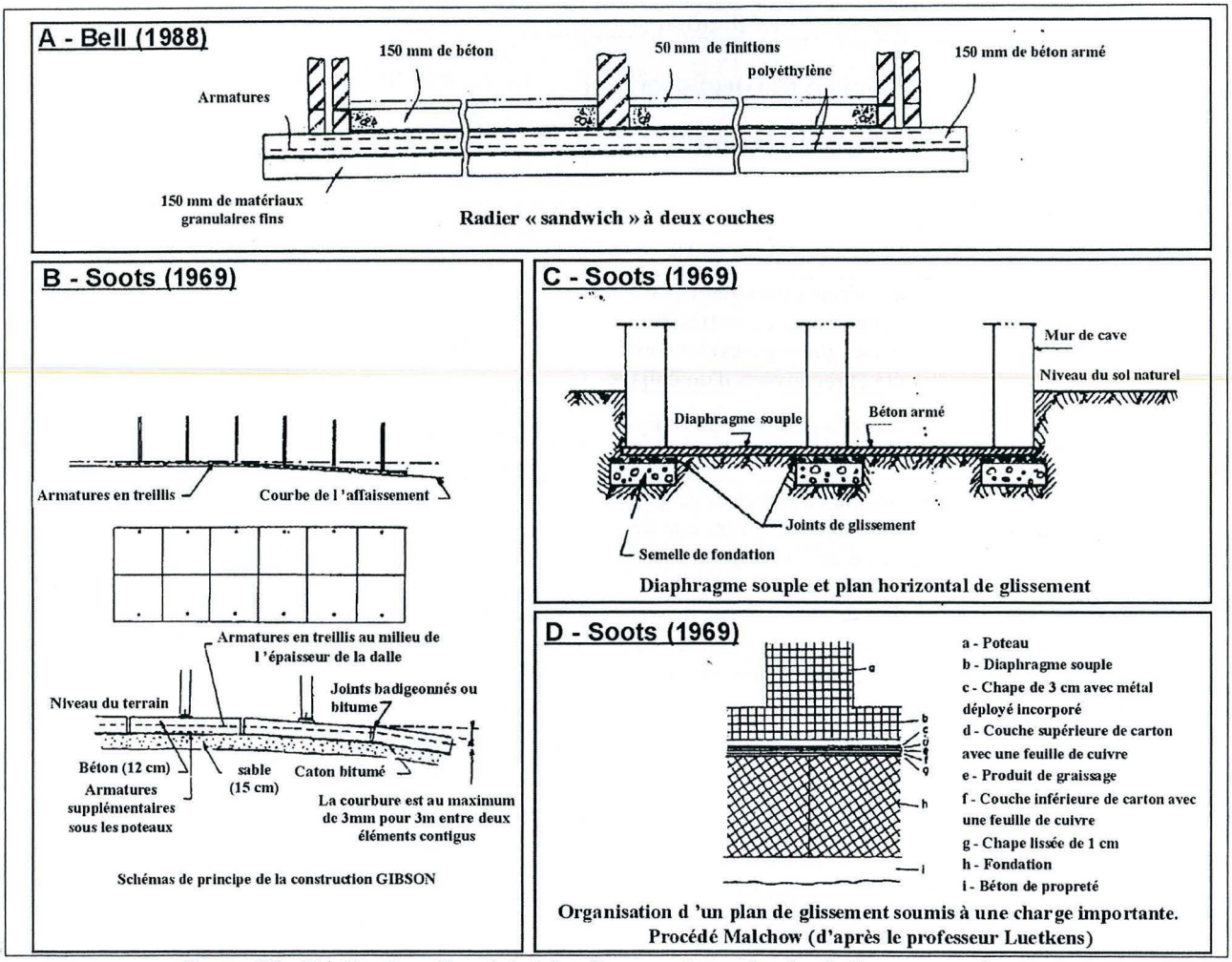


figure 38 : Réalisation d'un joint de glissement sous les fondations ou au-dessus.

- **Tranchées :**

Les tranchées sont réalisées sur le pourtour des structures et remplies d'un matériau compressible afin d'absorber la déformation de compression du terrain et ainsi diminuer la sollicitation de la structure. Le matériau de remplissage est indispensable pour assurer la stabilité de la tranchée à long terme et doit donc être capable de reprendre la poussée naturelle des terrains

(

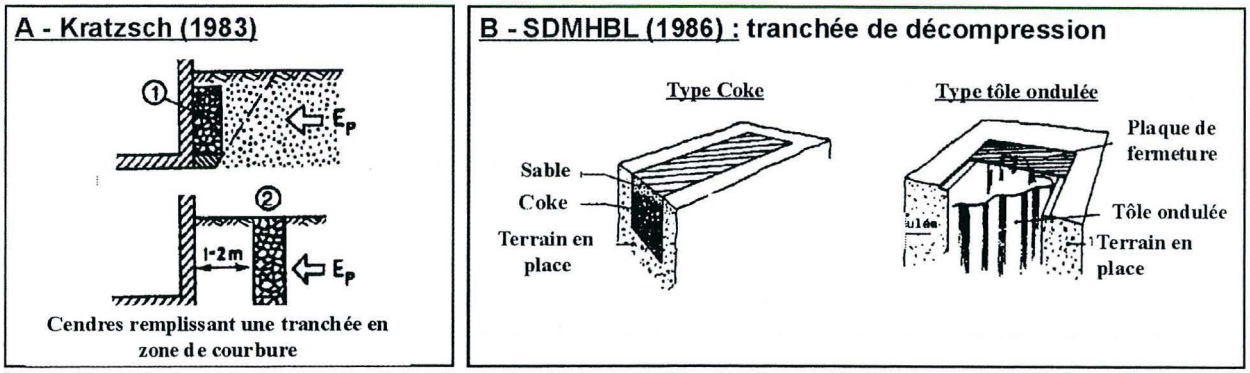


figure 39). Cette solution a l'intérêt de pouvoir être appliquée durant la construction de l'ouvrage, mais également après. Beaucoup d'auteurs adhèrent au principe mais tous n'ont pas les mêmes préconisations concernant les dimensions et les matériaux de remplissage. Le tableau 23 récapitule ces différences.

tableau 23 : Réalisation de tranchées périphériques à l'ouvrage.

Auteur	Matériaux de remplissage	Dimensions et localisation de la tranchée	Efficacité de la technique
Soots (1969)	Mélange thixotrope		
Whittaker et Reddish (1989)		Tranchées à proximité de la structure et descendant juste en dessous du niveau des fondations	Réduction des dommages liés à la compression d'environ 50 %
Ji-Xian (1985)	Matériaux granulaires et compressibles (scories des centrales thermiques) couverts d'argile et recouverts d'un dallage.	2 à 3 cm sous les fondations	Efficace en zone de compression mais moins en zone de traction
NCB (1975)	Scories des centrales thermiques de moins de 25 mm	Le plus proche de la structure et descendant juste sous les fondations	
Kratzsch (1983)	Le long de l'ouvrage et jusqu'aux fondations ou à 1 ou 2 m de distance de l'ouvrage et sous la base des fondations		
Yokel et al. (1982)	Matériaux compressibles non compactés (scories)	A une distance de l'ouvrage n'excédant pas la moitié de la profondeur des fondations	
Peng et al. (1996)	Foin	60 cm de largeur, 60 cm sous la base des fondations et à environ 1m de la structure	Réduction de 60 % de la déformation de compression sollicitant la structure et de 37,5 % celle de traction
Triplett et al. (1992)	Tourbe		
SDMHBL (1986)	coke ou tôle ondulée		
ICE (1977)	Coke, polystyrène		

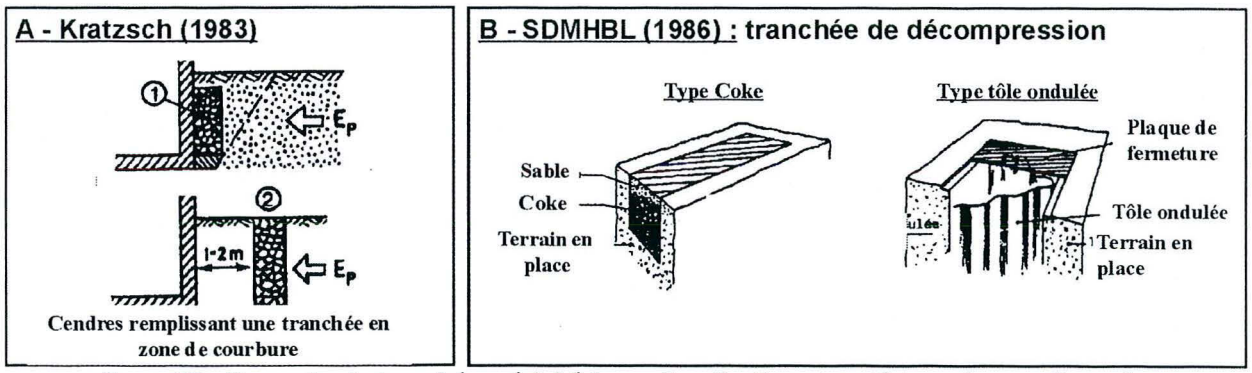


figure 39 : Exemples de tranchées périphériques (localisation et matériaux de remplissage).

- **Architecture d'ensemble d'une construction :**

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

- La forme de la structure doit être simple "de forme parallélépipède rectangle et, en tout cas, ne pas présenter de saillies importantes ni en plan, ni en profil" (Soots 1969). Kwiatek et al. (1998) recommandent également des formes simples dont les différences de hauteur ne dépassent pas 20 % de la hauteur du bâtiment. Toutes les parties en saillie (garage, terrasse, escalier...) devront être séparées du reste de la construction par un joint de désolidarisation (figure 41). Les parties

enterrées, en particulier devront reposer sur un même plan horizontal (Neuhaus 1965, Soots 1969, Whittaker et al. 1951, ICE 1977). Il peut même être envisagé de réaliser toutes les fondations au-dessus de la dalle du soubassement afin de limiter la poussée des terrains (Neuhaus, 1965).

- Depuis les fondations jusqu'à la superstructure, les éléments structuraux doivent être correctement alignés et superposés afin de permettre un comportement le plus homogène possible de la structure (figure 42). En particulier, si des éléments risquent de perturber son comportement (cage d'escalier, cave partielle sous l'ouvrage...) il faut, si possible, les concevoir au centre de l'ouvrage (Kwiatek 1998), avec éventuellement un joint de désolidarisation entre la cave et la superstructure (Soots 1969).

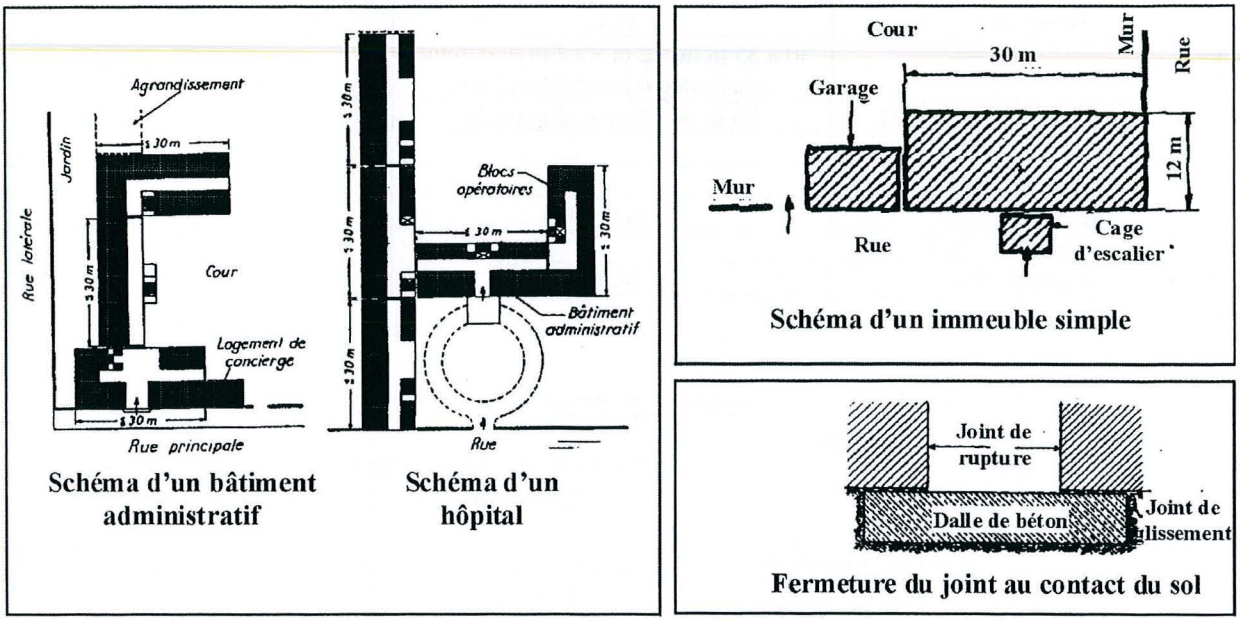


figure 41 : Mesures architecturales visant à séparer la structure en modules de forme simple et indépendants (Soots 1969).

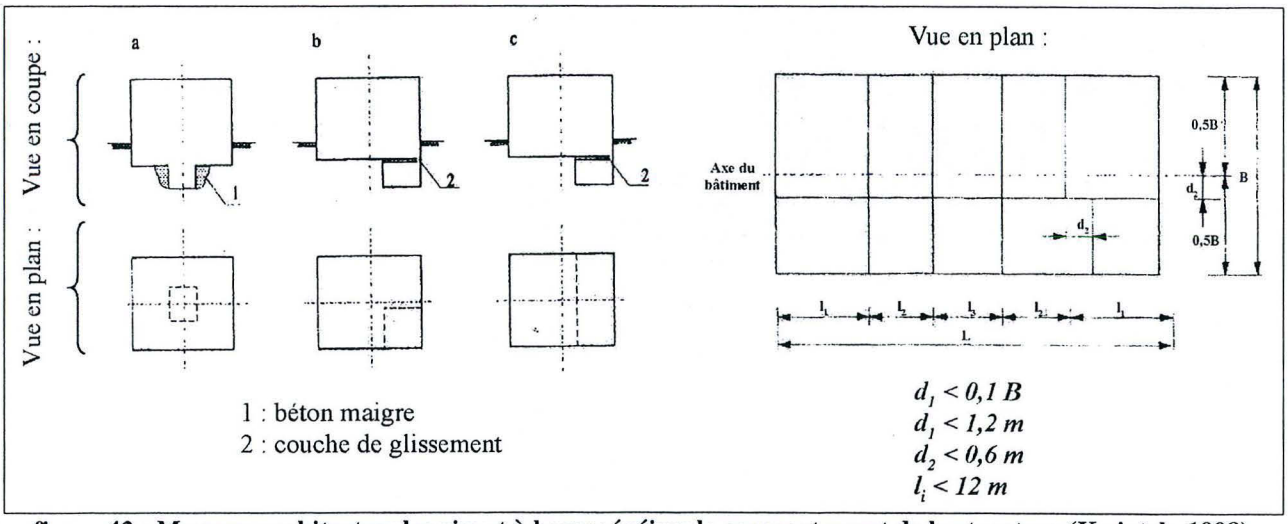


figure 42 : Mesures architecturales visant à homogénéiser le comportement de la structure (Kwiatek, 1998).

▫ Dimensions des structures :

Les dimensions doivent être réduites en longueur. Le tableau 24 récapitule les différentes dimensions préconisées. Les constructions dont les dimensions souhaitées sont supérieures, doivent être divisées en modules indépendants. D'une manière générale des joints de désolidarisation verticaux doivent être disposés à chaque changement dans la structure : changement de hauteur, changement de matériaux, changement de système porteur... De tels joints de désolidarisation peuvent être réalisés en sous œuvre, en vue d'une protection des constructions. La désolidarisation doit être effective sur toute la hauteur de la construction et jusqu'aux fondations (figure 41 et figure 44). Neuhaus (1969) et Kratzsch (1983)

théorique que vont subir les deux modules en fonction de la déformation du terrain et de l'inclinaison de la structure (figure 42). Concernant la profondeur de la structure, la présence d'éléments enterrés semble défavorable puisqu'ils risquent d'être soumis à la poussée des terrains (Neuhaus 1965), mais Kwiatek (1998) signale que la présence d'un sous-sol sur toute la superficie de la construction peut jouer le rôle d'une "boite rigide" et avoir ainsi un effet très favorable.

tableau 24 : Constitution des structures en modules indépendants.

Auteurs	Longueur maximale de chaque module	Distance entre les modules
ICE (1977)		5cm
Bell (1988)	18 m	50 cm
Neuhaus (1965)	30 à 35 m ou 12 m × 12 m maximum sans protection supplémentaire	
Yokel et al. (1981 et 1982)	25 m ou 30 m en diagonale	2 m
NCB (1975)		
Kwiatek (1998)		
Geddes (1984)	20 m × 20 m	
National Building Studies (1951)		5 cm pour deux étages
Soots (1969)	30 m	

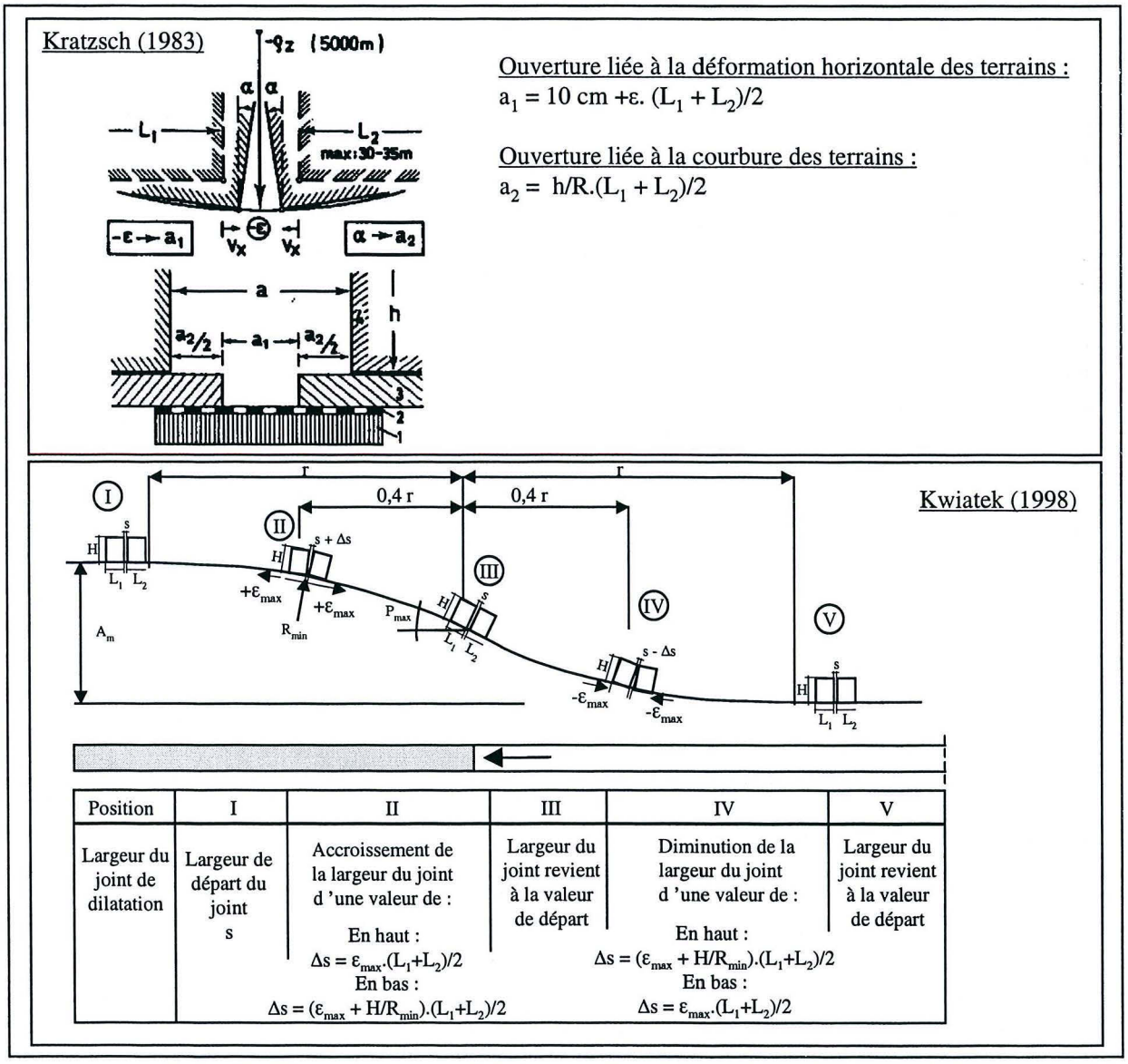


figure 42 : Dimensionnement de la largeur des joints verticaux (Neuhaus, 1969).



figure 43 : Exemples de joints verticaux de désolidarisation.

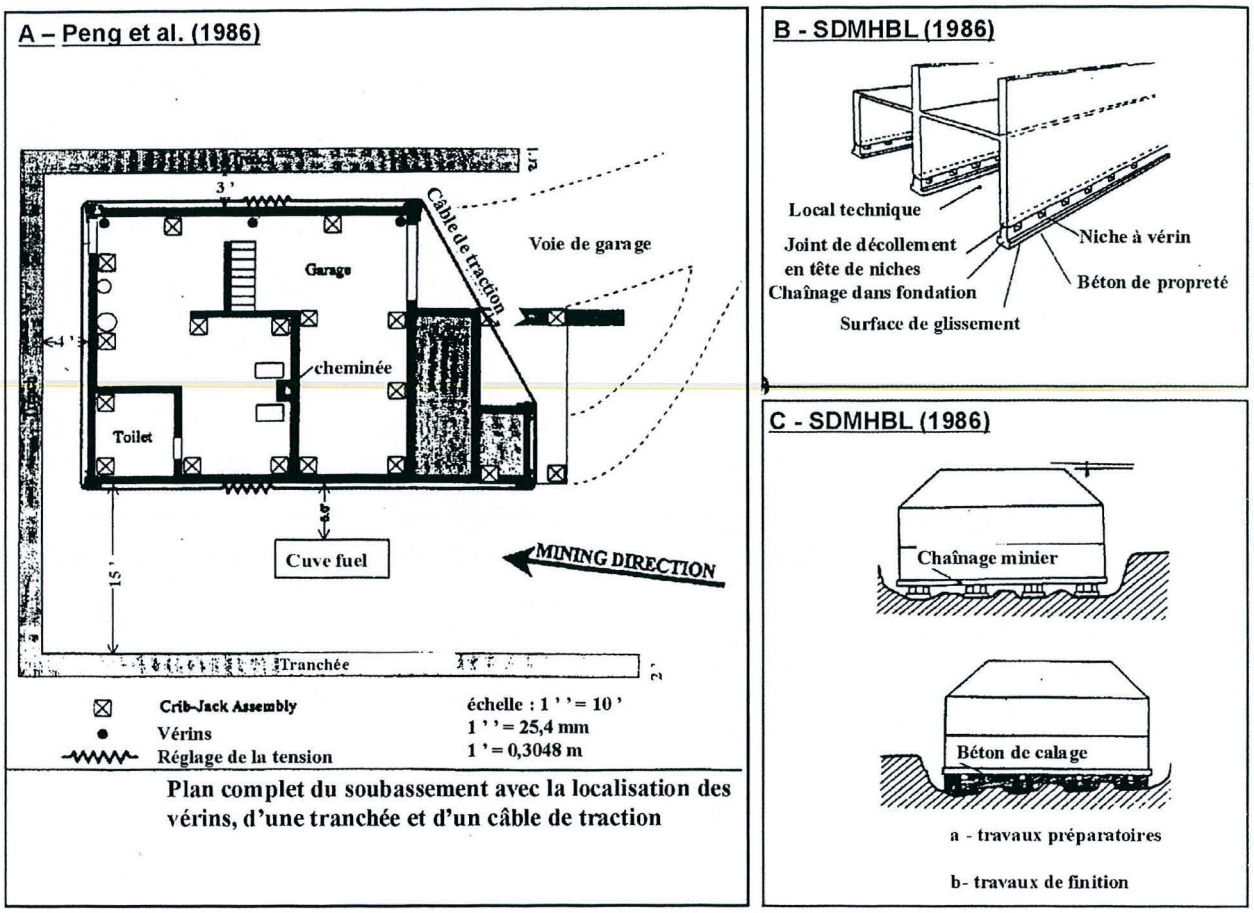
- **Prise en compte de l'éventualité d'une réhabilitation :**

La principale mesure de réhabilitation consiste au redressement des structures inclinées au moyen de vérins placés entre ses fondations et sa superstructure. Il est évident que le coût de l'opération varie énormément selon que la structure a été préalablement dimensionnée pour subir cette opération, ou non. Dans la phase de conception de la structure, il est donc judicieux de prévoir à l'avance l'emplacement des vérins en réalisant des niches à vérins dans les murs et en dimensionnant les éléments structuraux de l'ouvrage dans l'éventualité où les vérins seraient utilisés. Mieux encore, si les niches à vérins sont réalisées avant l'affaissement, l'inclinaison de la construction peut être ajustée au cours de l'affaissement et sa sollicitation fortement réduite. La figure 44 représente un certain nombre d'exemples et de principes.

Si le choix d'un redressement est fait, un certain nombre de dispositions doivent être prises. Il est conseillé de consolider l'ouvrage en confectionnant une ossature métallique autour de lui (figure 45) ou par précontrainte des dalles (SDMHBL 1984). Lors d'un redressement avec reprise en sous-œuvre, on distingue quatre étapes.

- Réalisation des niches à vérins et consolidation de la structure (figures 44 à 48) ;
- phase de détachement de la structure, afin que la superstructure soit totalement désolidarisée des fondations ;
- phase de redressement ;
- calage de la structure redressée.

La figure 48 présente les plans d'un cas réel en Pologne, avec en particulier la localisation des vérins dans la structure et le dimensionnement des éléments de renforts (profilés métalliques en U et tire-fond).



Plan complet du soubassement avec la localisation des vérins, d'une tranchée et d'un câble de traction

figure 44 : Illustrations du principe de redressement des bâtiments inclinés.

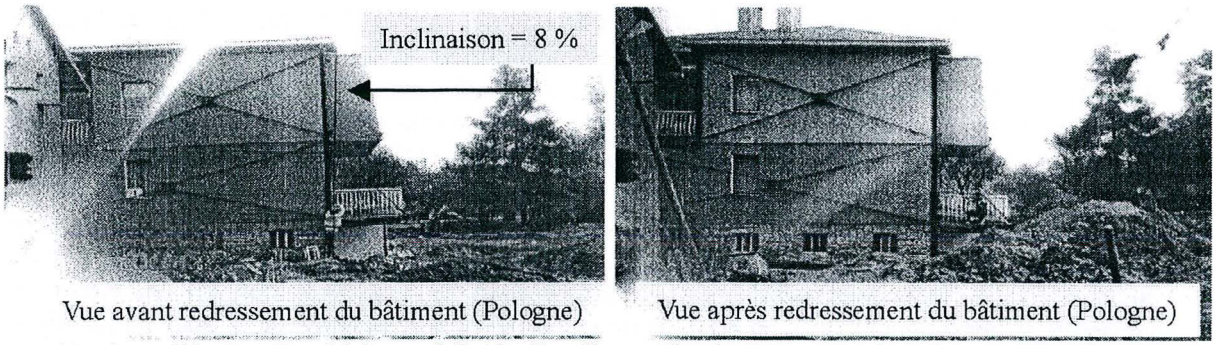


figure 45 : Consolidation d'un bâtiment à l'aide d'un "corset" métallique pour le redresser (Niemiec, 2001).

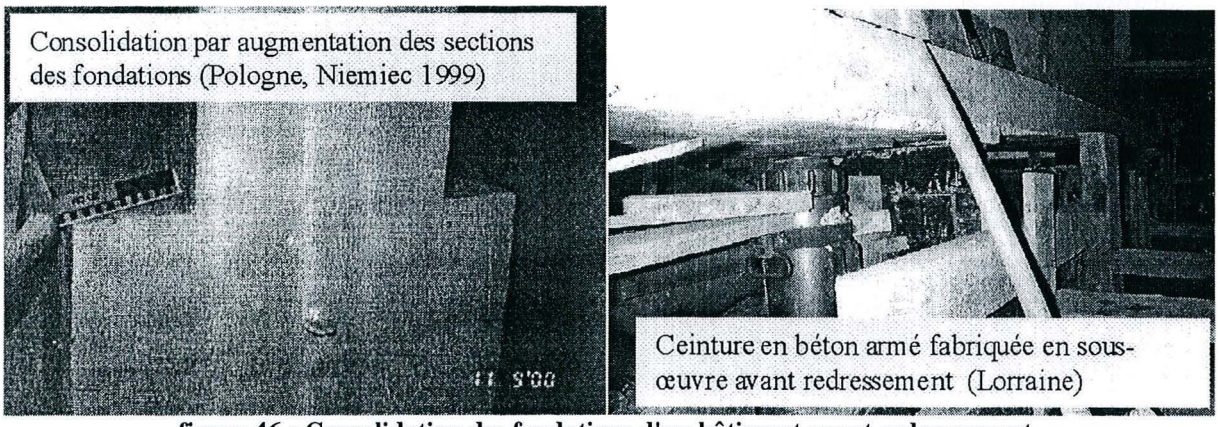


figure 46 : Consolidation des fondations d'un bâtiment avant redressement.

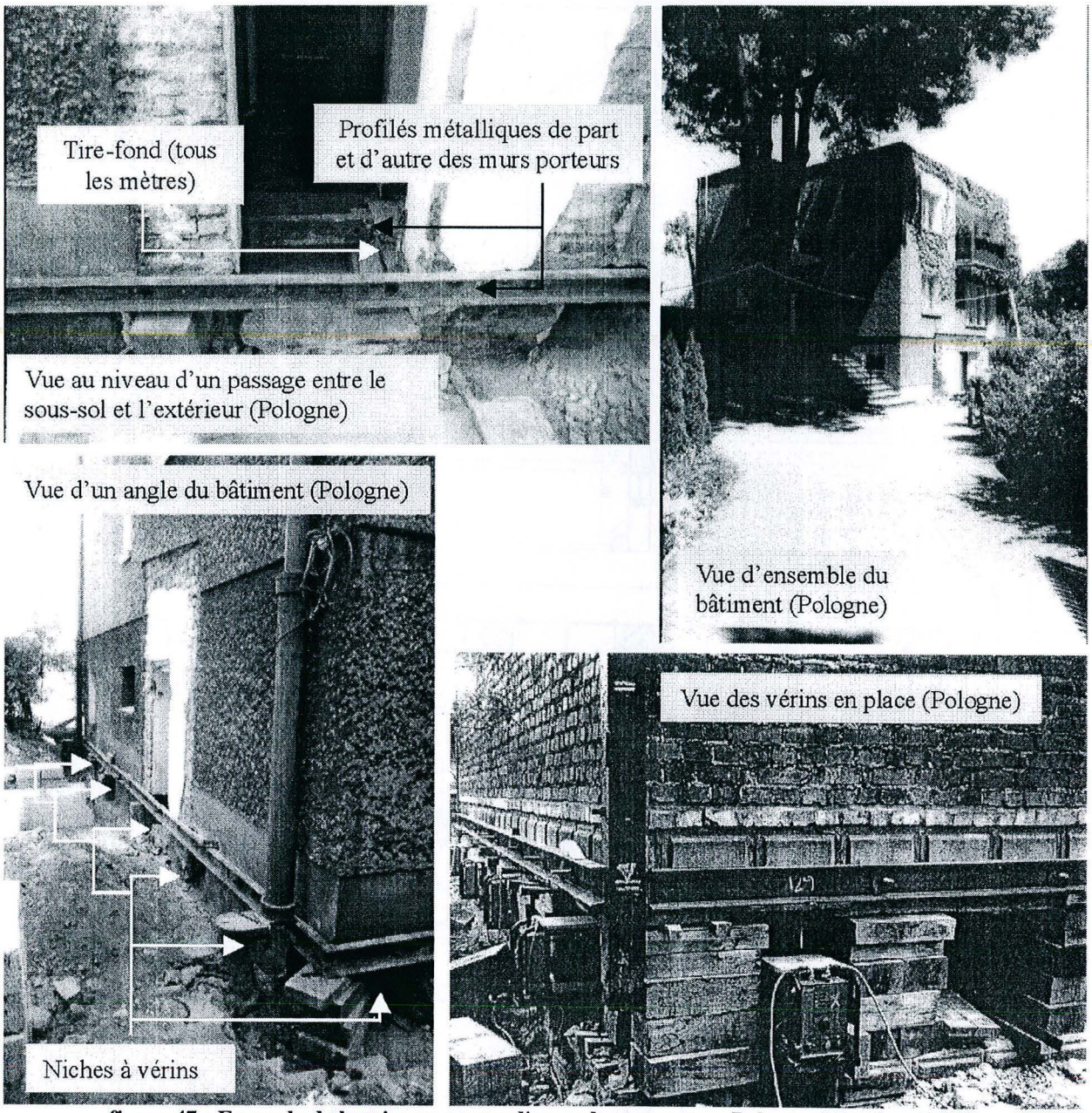


figure 47 : Exemple de la mise en œuvre d'un redressement en Pologne (Niemiec, 2001).

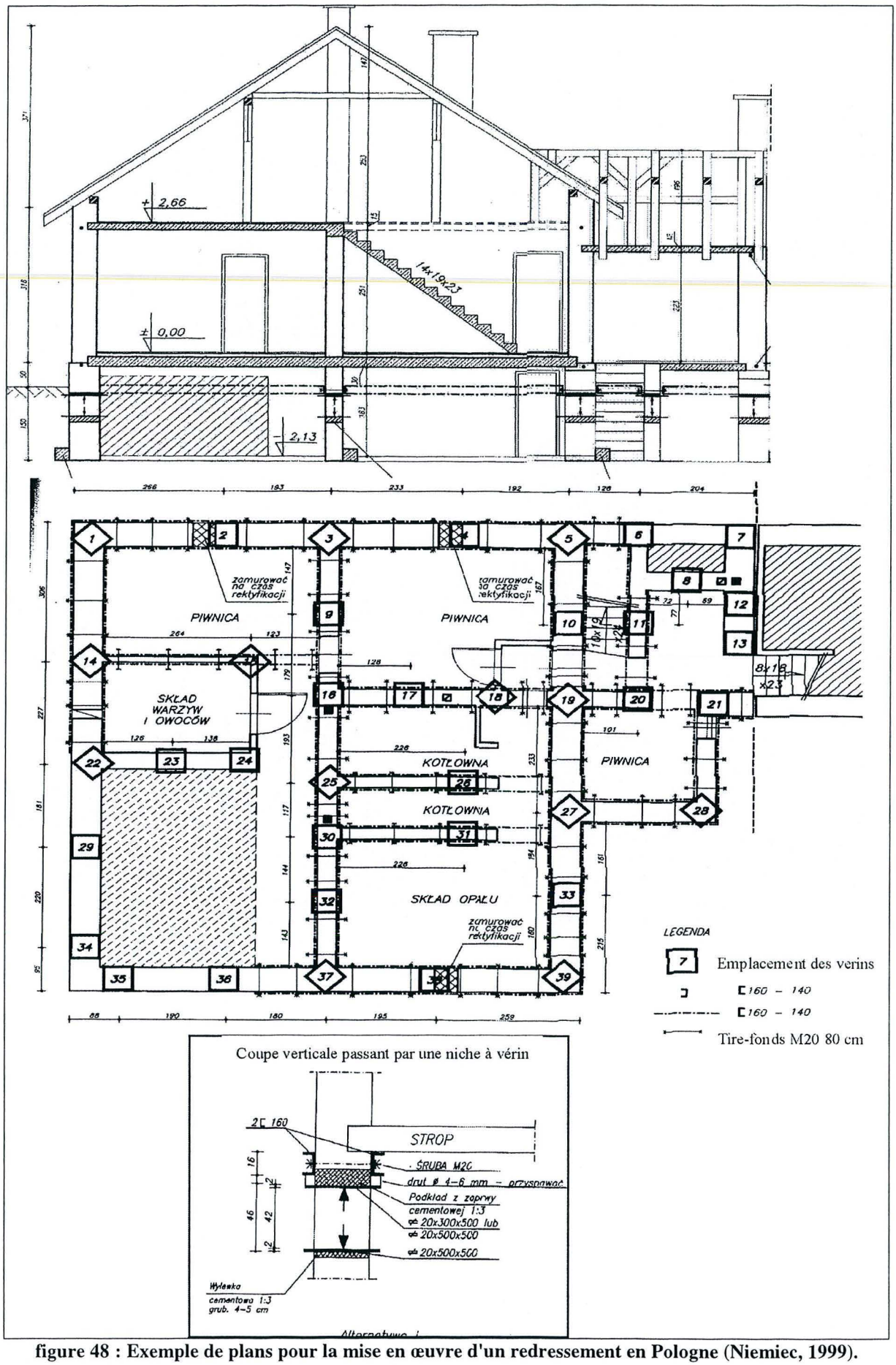


figure 48 : Exemple de plans pour la mise en œuvre d'un redressement en Pologne (Niemiec, 1999).

- **Fondations isostatiques :**

Cette solution consiste à réaliser la liaison entre les fondations d'une structure et la superstructure au moyen d'un dispositif isostatique ou s'en rapprochant. Cette mesure, malgré son aspect théorique, peut être intéressante puisqu'il permet à l'ouvrage de n'être sollicité que par l'inclinaison de ses appuis (Kratzsch, 1983).

- **Réalisation de fondations rigides :**

Les fondations doivent constituer un ensemble homogène (Soots 1969). Choisir de réaliser des fondations rigides leur permet de résister, sans se déformer ni se rompre, aux mouvements du terrain. La rigidité et la résistance peuvent être atteintes en réalisant un radier (ICE 1977, Whitaker et Reddish 1989), un radier cellulaire (NCB 1975, Pellisier et Williams 1992) ou à l'aide de deux réseaux de fondations filantes, perpendiculaires, rigidifiées à l'aide de tirants métalliques dans les diagonales (Ji-Xian 1985, Kwiatek 1998).

- **Réalisation de fondations flexibles :**

La flexibilité des fondations a pour objectif d'amortir les mouvements des terrains en s'ajustant à sa forme et en ne transmettant à la superstructure qu'une part réduire de ses mouvements. Pour ce faire deux techniques ont été proposées :

- Le radier flexible ou "diaphragme". C'est un radier fortement armé mais possédant de nombreux joints afin de lui fournir une rigidité importante en traction/compression et une grande souplesse en flexion. L'idée est donc de permettre à la fondation de s'adapter à la courbure des terrains mais de résister à la déformation (Soots 1969, Neuhaus 1965). Les principes apparaissent sur la figure 38-A et B
- Désolidarisation des fondations et de la superstructure. Cette technique rejoint celle des joints horizontaux au-dessus des fondations (Soots 1969). Lesage (1954) propose d'intercaler des rouleaux entre les fondations et la superstructure.

- **Assouplir la structure ou la superstructure :**

L'objectif est de donner à la structure la souplesse nécessaire pour lui permettre de s'adapter aux mouvements des terrains ou aux mouvements transmis par les fondations. Cette mesure est souvent complémentaire de celle consistant à rigidifier les fondations, la superstructure n'ayant plus qu'à s'accommoder des mouvements résiduels. Le NCB (1975) a présenté un type de construction, qui a conservé l'appellation de CLASP et qui est constituée d'un radier peu épais, dont le rôle est de résister aux déformations horizontales des terrains, reposant sur une couche de matériaux friables et supportant une superstructure légère à ossature acier, avec des assemblages articulés pour augmenter sa souplesse et des éléments de contreventement élastiques qui permettre de résister aux efforts dus au vent tout en garantissant l'élasticité requise vis-à-vis des efforts liés à l'affaissement. Tous les habillages et remplissages sont réalisés de telle façon qu'ils puissent accepter des mouvements sans distorsion. La toiture et les planchers jouent le rôle de raidisseurs dans le plan horizontal afin de conserver la forme de la structure. Selon ICE (1977), entre 1956 et 1977, plus de 2000 constructions ont été bâties sur ce principe en Angleterre.

- **Rigidifier la structure ou la superstructure :**

L'objectif est de concevoir la structure comme une boite rigide afin que son seul mouvement soit son inclinaison. Cette rigidification se fait à quatre niveaux :

- Constitution d'une boite au moyen de contours fermés dans les trois plans perpendiculaires et permettant à la structure de résister à la flexion et à la torsion (Kwiatek 1998, figure 49). La présence d'un sous-sol sous toute la surface de la construction peut, selon Kwiatek (1998) jouer très efficacement ce rôle dans le plan horizontal.
- Réalisation de chaînages périphériques au niveau de chaque étage, autour des ouvertures, aux angles de la construction... et renforcement des maçonneries (Yokel et al. 1982).

- Liaisons renforcées entre les murs, refends et planchers ou la toiture (Whitaker et al. 1951, ICE 1977, Neuhaus 1965).
- Limitation du nombre d'ouverture dans les parois et prise en compte de leur position, en particulier afin de permettre aux maçonneries de jouer correctement leur rôle rigidifiant (Kwiatek 1998).

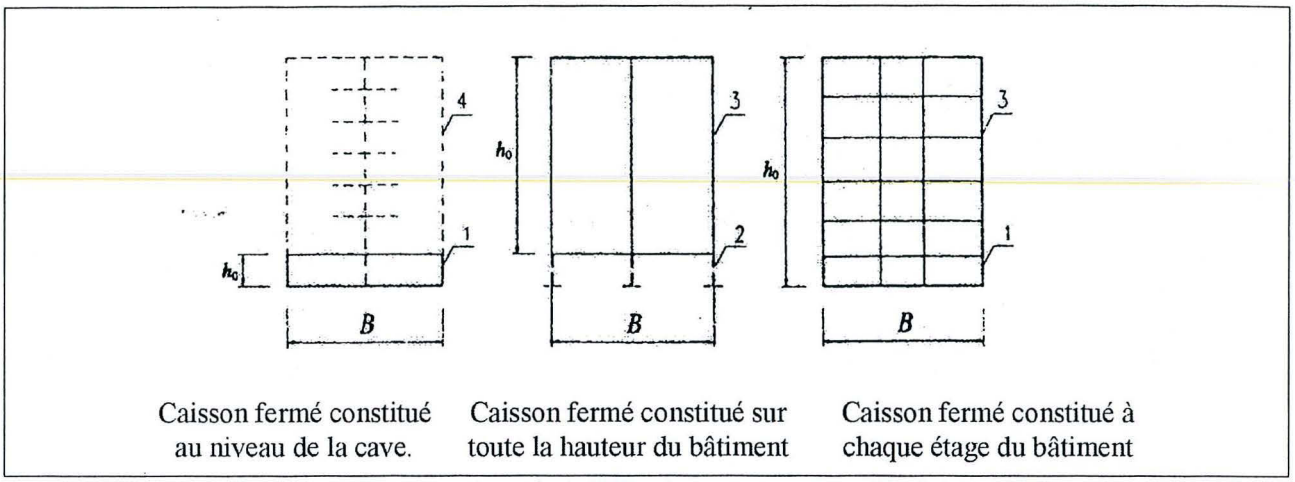


figure 49 : Mesures visant à rigidifier la superstructure (Kwiatek, 1998).

- **Les consolidations :**

Les consolidations ont pour objectif de renforcer la structure, éventuellement par une précontrainte, durant l'affaissement ou tout au long de la vie de l'ouvrage. Dans ce dernier cas, seuls les consolidations discrètes peuvent être acceptables.

- Réalisation d'un "corset" métallique (figure 45).
- Précontrainte périphérique des planchers (figure 44-A, figure 50 et figure 53).
- Elargissement des fondations par une ceinture périphérique en béton armé (figure 51).

- **Les réparations :**

Les réparations peuvent être de tout ordre et font appel à des techniques généralement classiques des métiers du bâtiment. La figure 52 illustre néanmoins certaines d'entre elles, lorsque des éléments structuraux ont subi des déplacements relatifs trop importants pour garantir leur stabilité.

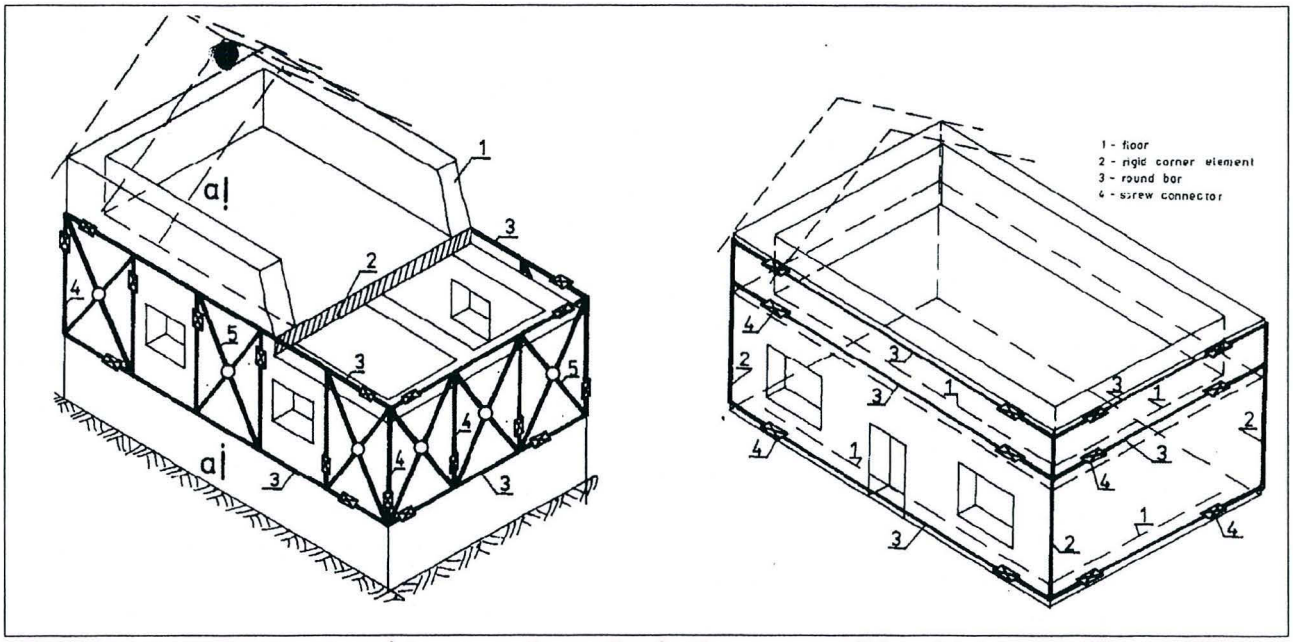


figure 50 : Consolidation d'un bâtiment par "corset" métallique ou par câbles périphériques (Kawulok 2000).

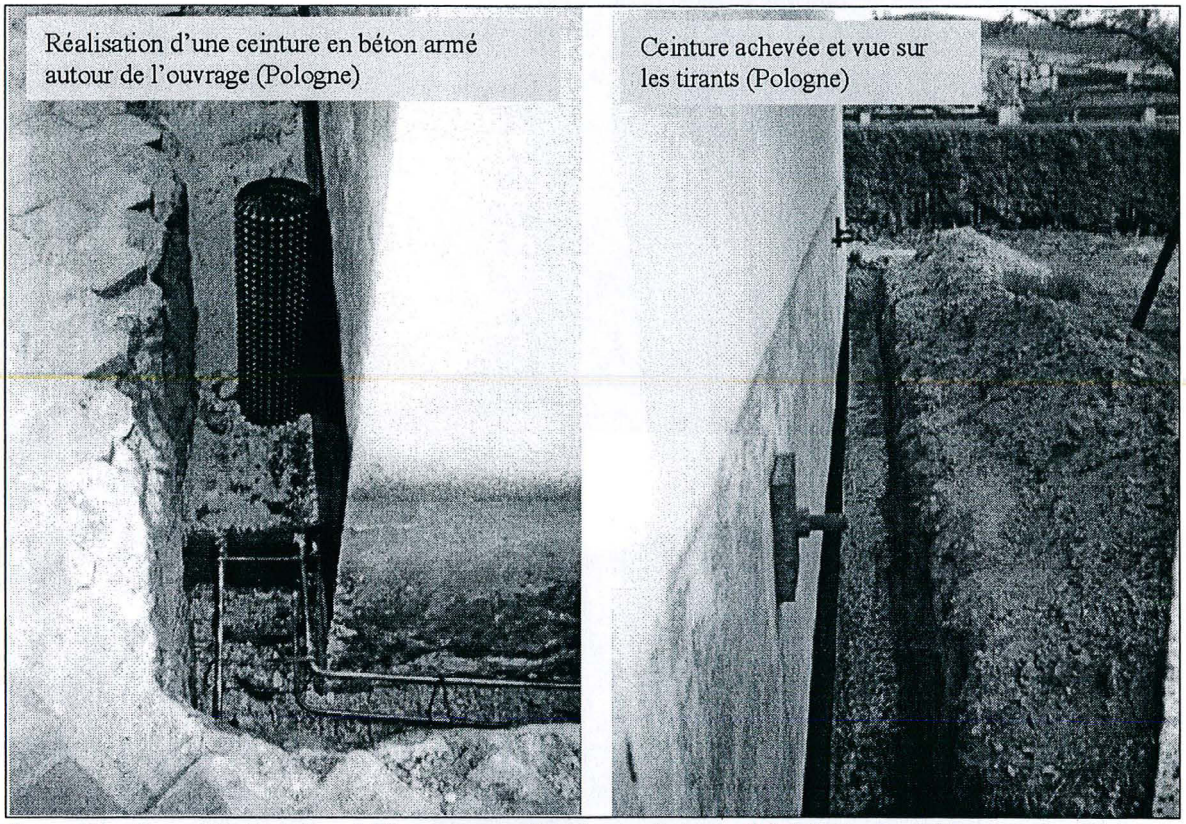


figure 51 : Consolidation d'un bâtiment avec tirants et ceinture périphérique en béton armé en Pologne (Niemiec, 2001).

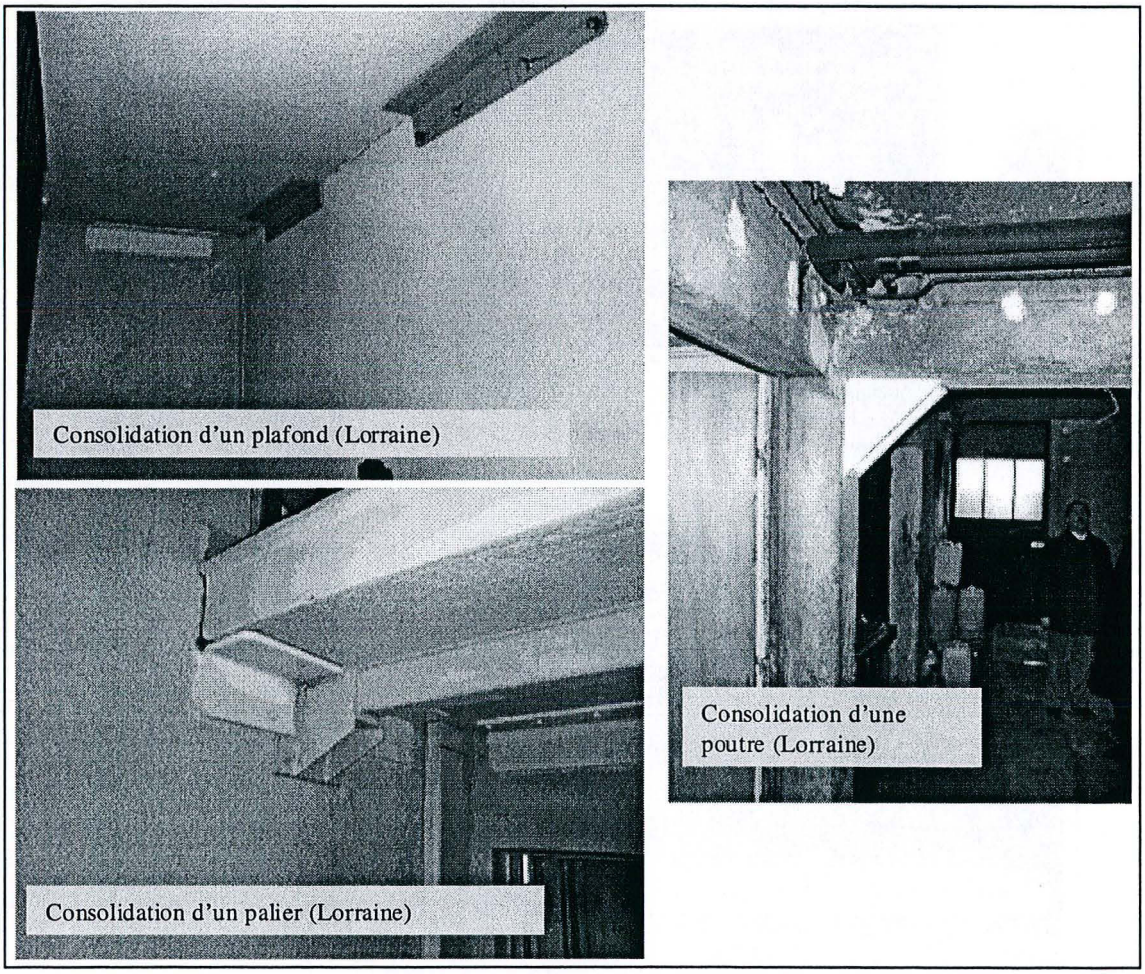


figure 52 : Exemples de réparations de bâtiments.



figure 53 : Exemples de consolidations de bâtiment avec tirants périphériques et profilés métalliques (photographies personnelles).

2.4 Conclusions de la synthèse des connaissances

La synthèse des connaissances a porté sur le recensement et l'analyse des différentes approches permettant d'étudier la vulnérabilité d'une structure soumise à un affaissement minier. Ces approches concernent la caractérisation et la quantification des mouvements de la surface du terrain et des mouvements maximums acceptables par une structure, l'évaluation de leur vulnérabilité, l'appréhension du comportement d'ensemble d'une structure et de ses sollicitations ainsi que l'inventaire des mesures constructives adaptées pour la réduction du risque de dégradations.

Les principales conclusions sont les suivantes :

- Les mouvements du terrain se décomposent en quatre composantes : l'affaissement vertical, la pente, la courbure et la déformation horizontale. Il existe de nombreuses formules permettant d'appréhender les variations et l'amplitude de ces composantes dans la cuvette.
- Les mouvements de la structure se décomposent en trois composantes : l'inclinaison, la déformation horizontale et la distorsion. Pour cette dernière, il existe de nombreux critères permettant de la prendre en compte : la distorsion, le taux de déflexion, la rotation, la déformation angulaire... Ces critères sont plus ou moins adaptés selon que les structures reposent sur un système de fondations continues ou ponctuelles.
- Les sollicitations générées par la déformation horizontale du terrain sont : une poussée perpendiculaire aux parois verticales enterrées de l'ouvrage, un frottement le long des parois verticales ou horizontales parallèles à la direction de la déformation ainsi que des perturbations de l'état du terrain et en particulier l'éventuelle apparition de surfaces de ruptures.
- Les sollicitations générées par la courbure du terrain sont une redistribution des contraintes verticales sous la structure pouvant aller jusqu'à une mise en porte-à-faux de l'ouvrage, un éventuel frottement horizontal sous les fondations et une éventuelle mise en butée ou poussée des terrains le long des parois verticales enterrées.
- Pour quantifier la dégradation d'une construction il est nécessaire de définir des échelles de dégradations. Les sept échelles présentées considèrent de deux à six niveaux de dégradations.
- Une grande quantité de seuils des mouvements du terrain acceptables par une construction ont été proposés. Ils présentent une grande variabilité et ne suffisent pas à hiérarchiser le risque de dégradations.
- Trois types d'abaques permettent de relier des degrés de dégradations à des couples de valeurs caractéristiques de la structure ou des mouvements du terrain : longueur de l'ouvrage et déformation horizontale du terrain, angle de distorsion de la structure et déformation horizontale du terrain, pente du terrain et déformation horizontale du terrain.
- Cinq méthodes, dites plus évoluées, permettent de hiérarchiser la vulnérabilité du bâti en prenant simultanément en considération différentes caractéristiques du bâti, différents seuils des mouvements du terrain et différents niveaux de dégradations.
- Les mesures constructives permettant de réduire la vulnérabilité d'une structure sont nombreuses. La plupart doivent être prises en phase de construction. Certaines, comme les tranchées périphériques, peuvent avoir un réel effet bénéfique quel que soit le moment de leur réalisation.

Plusieurs questions restent malgré tout en suspens.

- Quelle est l'importance réelle des propriétés mécaniques du terrain d'assise de la construction ? Sont-elles fondamentales comme le suggèrent les schémas de comportement ou de relative faible importance puisqu'elles n'ont souvent pas de poids important dans les méthodes de prévision des dégradations ?
- Quel est le paramètre permettant de caractériser le mieux la sollicitation de la structure, étant donné que toutes les méthodes de hiérarchisation de la vulnérabilité du bâti ne font pas appel aux mêmes critères ?
- Quels sont les différents comportements possibles des constructions vis-à-vis des différents mouvements du terrain ? En particulier, dans quels cas ces mouvements se transmettent-ils aux structures ?

- Les méthodes d'estimation de la vulnérabilité du bâti sont-elles "universelles" et donc adaptées au bassin ferrifère lorrain ?

C'est pour apporter des éléments de réponse à ces questions qu'il a été envisagé une analyse statistique des dégradations observées dans le bassin ferrifère lorrain, ainsi qu'une étude des phénomènes d'interaction sol-structure pouvant avoir lieu au moyen de la modélisation. Ces deux voies de recherche font l'objet des deux parties suivantes.

3 Analyses statistiques du comportement des structures

Les affaissements miniers qui ont eu lieu dans le bassin ferrifère lorrain entre 1996 et 1999, ont été à l'origine de désordres dans les bâtiments situés dans l'aire d'influence de ces affaissements. En vue de caractériser le comportement du bâti en zone d'affaissement, améliorer nos connaissances des phénomènes et compléter les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité du bâti, il a été envisagé d'exploiter au mieux l'information recueillie suite à ces événements. En particulier, une base de données a été réalisée, qui regroupe environ 400 individus correspondant chacun à une structure dégradée. La construction de la base de données s'appuie sur les caractéristiques des cuvettes d'affaissements, les caractéristiques du bâti dégradé et sur les conclusions des travaux d'expertise consécutifs aux procédures judiciaires engagées après les affaissements. Les informations nécessaires, ont été recueillies auprès de la DRIRE à Metz, auprès de GEODERIS et au moyen de visites sur site. Dans un premier temps, la base de données a été exploitée par des considérations statistiques simples : matrices de corrélations entre variables, moyennes, écarts types, projection simple des individus sur les axes des variables initiales. Dans un second temps, des méthodes statistiques multidimensionnelles ont été appliquées afin de mieux comprendre les interactions entre variables initiales (analyses en composantes principales) et afin de mettre en évidence les possibilités et les limites d'une méthode de prévision des dégradations (analyses factorielles discriminantes et segmentation).

Nous allons présenter successivement les documents à la source des informations, le choix et la méthode de renseignement des variables puis les résultats des analyses statistiques des données et les conclusions.

3.1 Présentation des informations

3.1.1 Présentation des cuvettes d'affaissement

Les informations décrites ci-dessous, concernent les cinq affaissements miniers qui se sont produits dans le bassin ferrifère lorrain entre 1996 et 1999 et qui ont touché les communes de Auboué, Moutiers et Roncourt situées en Meurthe-et-Moselle. Nous allons présenter les points communs et les particularités de chaque affaissement. Leur plan, avec le cadastre en surimpression, est présenté en détail dans l'annexe 2.

a- Particularités communes aux cinq cuvettes

Les cinq cuvettes étudiées présentent plusieurs points communs :

- Toutes les cuvettes d'affaissement sont consécutives à la rupture d'exploitations minières souterraines, exploitées selon la technique des chambres et piliers abandonnés.
- Elles correspondent toutes à des affaissements progressifs, d'après la classification des experts de GEODERIS.
- Aucun des affaissements n'a été réellement mesuré dans sa totalité. Les plans des cuvettes sont donc des documents qui intègrent différentes considérations : les mesures d'affaissement dont le commencement est postérieur au début des mouvements, les mesures réalisées sur des points de nivellements antérieurs, utilisés par la DDE, et par la connaissance et l'étude de la géométrie des travaux souterrains supposés à l'origine de l'effondrement. On comprend donc que les plans des cuvettes d'affaissements ne correspondent pas à des mesures idéales, mais ont été modifiés afin de représenter la cuvette la plus plausible.
- D'après les données des experts, tous les affaissements sont critiques, voir très légèrement sous-critiques. Pour l'analyse, nous avons fait l'hypothèse qu'ils étaient critiques et donc, en particulier, que la déformation horizontale maximale des terrains était sensiblement égale en zone de compression et en zone d'extension.
- La nature du terrain de recouvrement des exploitations à l'origine de ces affaissements peut être supposée sensiblement identique. Il est alors d'estimer la déformation horizontale maximale du terrain dans chaque cuvette grâce aux formules présentées dans l'analyse bibliographique (2.1.4) et en choisissant un coefficient de proportionnalité identique, voisin de 1,5 (Poulard 2002).
- Les plans des bâtiments représentés en surimpression sur les courbes d'iso-affaissement (annexe 2) disposent d'une certaine précision. Cette dernière est estimée à une dizaine de mètres ce qui peut avoir une répercussion non négligeable sur la localisation des bâtiments par rapport à la cuvette.
- Les courbes d'iso-affaissement ont été tracées par interpolation de l'affaissement connu ou estimé en des points particuliers. Dans les zones éloignées des infrastructures, où aucun point n'existe, il faut utiliser les plans des cuvettes avec prudence.
- Au jour de l'élaboration de ce travail (2001), un grand nombre de constructions avaient été réparées ou détruites. Les visites sur site n'ont donc pas permis d'apporter autant d'informations qu'on pouvait escompter.

b- Particularités de chaque cuvette

- **Cuvette de Moutiers-Haut(annexe 2) :**

Le tableau 25 présente les principales caractéristiques de la cuvette de Moutiers-Haut. Par ailleurs, cette dernière possède une topographie très particulière avec une inclinaison des terrains augmentant vers l'ouest pour atteindre une valeur maximale d'environ 40 %.

tableau 25 : Caractéristiques de l'affaissement de Moutiers-Haut.

Date de l'effondrement	1997
Profondeur moyenne de l'exploitation "H"	120 m
Ouverture de l'exploitation "O" (couche grise)	4 m
Taux de défruitement "τ"	55 %
Angle d'influence "γ"	-
Rayon moyen de la cuvette "r"	400 à 500 m
Pente maximale de la cuvette "P_{max}"	1,2 %
Affaissement maximal de la cuvette "A_m"	1,38 m
Ratio A_m/H	0,012
Déformation horizontale maximale "ε" estimée : $\varepsilon_m \approx 1{,}5\ Am/H$	18.10^{-3}
Nombre de bâtiments dégradés	70

- **Cuvette de Moutiers, zone du stade (annexe 2) :**

Le tableau 26 présente les principales caractéristiques de la cuvette du Stade, à Moutiers. Cette dernière n'a pas pu être reconstituée à partir des mesures et de la connaissance des exploitations souterraines. C'est pourquoi, la cuvette représentée n'est, en réalité, que la partie mesurée de l'affaissement.

tableau 26 : Caractéristiques de l'affaissement de Moutiers (Stade).

Date de l'effondrement	1997
Profondeur moyenne de l'exploitation "H"	140 m
Ouverture de l'exploitation "O"	-
Taux de défruitement "τ"	55 à 60 %
Angle d'influence "γ"	-
Rayon moyen de la cuvette "r"	150 à 300 m
Pente maximale de la cuvette "P_{max}"	-
Affaissement maximal de la cuvette "A_m"	> 0,55 m
Ratio A_m/H	> 0,004
Déformation horizontale maximale "ε" estimée : $\varepsilon_m \approx 1{,}5\ Am/H$	$> 6.10^{-3}$
Nombre de bâtiments dégradés	60

- **Cuvette de Auboué, rue de Metz (annexe 2) :**

Le tableau 27 présente les principales caractéristiques de la cuvette de la rue de Metz, à Auboué. Cette dernière a un aspect assez complexe, qui s'éloigne notoirement de la forme théorique, simple et régulière, des cuvettes d'affaissement. Pour certaines des constructions bâties dans la zone d'influence de cet affaissement, il devient délicat d'en caractériser la position par rapport à la cuvette.

tableau 27 : Caractéristiques de l'affaissement de la rue de Metz à Auboué.

Date de l'effondrement	1996
Profondeur moyenne de l'exploitation "H"	150 m
Ouverture de l'exploitation "O" (couche grise)	6 m
Taux de défruitement "τ"	45 %
Angle d'influence "γ"	36° à 45°
Rayon moyen de la cuvette "r"	400 à 600 m
Pente maximale de la cuvette "P_{max}"	2,5 %
Affaissement maximal de la cuvette "A_m"	1,7 m
Ratio A_m/H	0,011
Déformation horizontale maximale "ε" estimée : $\varepsilon_m \approx 1{,}5\ Am/H$	$16{,}5.10^{-3}$
Nombre de bâtiments dégradés	130

- **Cuvette de Auboué, cité Coinville (annexe 2) :**

Le tableau 28 présente les principales caractéristiques de la cuvette de la cité Coinville. Cette dernière est située en hauteur, et est bordée à ses extrémités nord, est et ouest par d'importantes dépressions.

tableau 28 : Caractéristiques de l'affaissement de la cité Coinville à Auboué.

Date de l'effondrement	1996
Profondeur moyenne de l'exploitation "H"	175 m
Ouverture de l'exploitation "O" (couche grise)	5 m
Taux de défruitement "τ"	40 %
Angle d'influence "γ"	30° à 52 ° (négatif au nord)
Rayon moyen de la cuvette "r"	200 à 400 m
Pente maximale de la cuvette "P_{max}"	3,5 %
Affaissement maximal de la cuvette "A_m"	1 m
Ratio A_m/H	0,0057
Déformation horizontale maximale "ε" estimée : $\varepsilon_m \approx 1,5\ Am/H$	$8,5.10^{-3}$
Nombre de bâtiments dégradés	100

- **Cuvette de Roncourt (annexe 2) :**

Le tableau 29 présente les principales caractéristiques de la cuvette de Roncourt qui est à l'origine d'un nombre relativement faible de constructions dégradées. La base de données la concernant ne contient donc qu'un nombre réduit d'individus.

tableau 29 : Caractéristiques de l'affaissement de Roncourt.

Date de l'effondrement	1999
Profondeur moyenne de l'exploitation "H"	150 m
Ouverture de l'exploitation "O" (couche grise)	2,5 m
Taux de défruitement "τ"	53 %
Angle d'influence "γ"	26° à 38°
Rayon moyen de la cuvette "r"	150 à 300 m
Pente maximale de la cuvette "P_{max}"	1 %
Affaissement maximal de la cuvette "A_m"	0,65 m
Ratio A_m/H	0,0043
Déformation horizontale maximale "ε" estimée : $\varepsilon_m \approx 1,5\ Am/H$	$6,5.10^{-3}$
Nombre de bâtiments dégradés	18

3.1.2 Présentation des rapports d'expertise

Les rapports d'expertise consultés ont été mis à notre disposition par la DRIRE de Metz et par le tribunal de grande instance de Nancy. Leur volume représente plus de 2000 pages de descriptions des ouvrages, de leur dégradation, de photographies, d'évaluations des préjudices subis et de chiffrages du coût des réparations. Les rapports sur Auboué ont été réalisés par Jean-Claude Hand et Robert Roy (experts architectes auprès de la cour d'appel de Nancy), ceux de Moutiers par Jean-Claude Hand, Robert Roy et M. Rousselot et celui sur Roncourt par le cabinet d'expertise BEXCO. N'ayant pas tous été réalisés par les mêmes experts, ils ne contiennent pas tous les mêmes quantités d'informations. En particulier les rapports concernant Auboué sont beaucoup moins détaillés sur la description des bâtiments, mais plus complets sur les aspects financiers.

3.2 La base de données

3.2.1 Choix des variables et de leur détermination

La constitution de la base de données a d'abord nécessité de choisir un certain nombre de variables, permettant de caractériser les constructions et les mouvements des terrains. Dans un second temps le travail a consisté à renseigner chacune de ces variables pour chaque construction. Malheureusement, certaines grandeurs, simples à définir théoriquement, se sont révélées très complexes à estimer dans la pratique.

Nous présentons dans ce chapitre les variables que nous avons choisies de renseigner compte tenu de l'information dont nous disposions et nous précisons succinctement la manière dont nous avons procédé pour les estimer. Certaines précisions sur les variables sont apportées dans l'annexe 3. Par ailleurs, le tableau 32 récapitule ces variables, en précisant leur symbole, leur unité, leur plage de variation, la source de l'information qui a permis de les renseigner et les cuvettes pour lesquelles ces variables l'ont été.

D'une manière générale, un certain nombre de variables sont définies relativement à un profil d'affaissement sur lequel apparaissent trois points caractéristiques : le centre de la cuvette, le bord et le point d'inflexion (figure 54). Du fait du caractère tridimensionnel de la cuvette, il est nécessaire de tracer le profil d'affaissement, le long d'une coupe, définissant au mieux l'affaissement au niveau de chaque construction. Théoriquement, la coupe la plus pertinente est un rayon de la cuvette et correspond à l'axe de plus grande pente passant par la structure. Dans la pratique, la cuvette ayant une forme parfois complexe, la coupe choisie est le meilleur compromis entre le rayon passant par l'ouvrage et l'axe de plus grande pente (figure 54 et annexe 3).

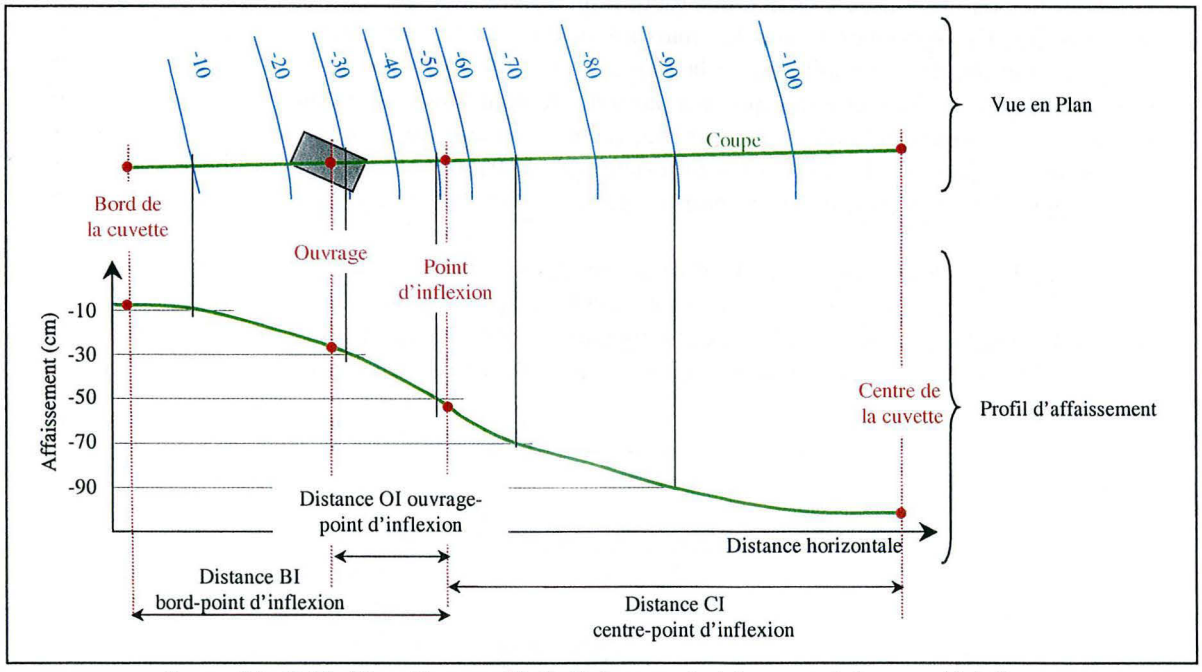


figure 54 : Définition d'un profil d'affaissement et de ses points caractéristiques.

- **Classe de dégradations de la construction : "CLA"**

La classe de dégradation permet de caractériser la dégradation de la structure. Nous nous sommes inspirés de l'échelle de Bhattacharya et Singh (1984, tableau 9) pour définir trois classes de dégradations numérotées de 1 à 3 et correspondant respectivement aux dégradations architecturales, fonctionnelles et structurelles. Cette variable "CLA" est évaluée grâce aux rapports d'expertise qui contiennent des photographies, la description des désordres et l'évaluation financière des réhabilitations (tableau 30). La correspondance entre une classe de dégradation et un montant de réhabilitation est approximative étant donné que, pour être significative, les montants devraient être relatifs à la valeur de la construction. Par ailleurs, il faut préciser qu'il n'a pas toujours été possible de s'assurer que l'inclinaison résiduelle de la

construction, après l'affaissement, avait été explicitement prise en compte dans les avis des experts et dans l'évaluation des réparations. Afin de simplifier l'interprétation des projections des individus, lors des analyses statistiques, des couleurs et des signes ont été affectés à chaque niveau de dégradation (tableau 30). Cette variable est en quelque sorte la clef de voûte de toute l'étude statistique puisque c'est en étudiant ses relations avec les autres variables que nous nous rapprochons au plus prés des méthodes de prévision des dégradations du bâti exposées au chapitre 2.2.3.

tableau 30 : Définition de la classe de dégradation des constructions "CLA"

Valeur	Equivalence avec l'échelle de Stacey et Bakker (1992)	Equivalence **approximative** avec l'évaluation du coût des réhabilitations	Couleur et symbole	Equivalence avec l'avis des experts sur la sécurité
1	Dégradations architecturales	< 15 000 €	●	Constructions ne présentant pas de risques pour les occupants
2	Dégradations fonctionnelles	< 60 000 €	×	
3	Dégradations structurelles	> 60 000 €	■	Constructions présentant un risque pour les occupants

- **Longueur des constructions : "L" et "L_c"**

Une longueur importante d'un bâtiment est très souvent considérée comme défavorable (paragraphes 2.2.3 et 2.3) ; nous l'avons donc caractérisée. Mais ce paramètre est plus compliqué à évaluer qu'il n'y paraît. Une première remarque concerne les constructions accolées et qui peuvent constituer de multiples individus si elles sont caractérisées par la longueur de chaque habitation ou bien n'en constituer qu'un seul si elles ne caractérisent qu'un ouvrage de grande dimension. La longueur "L" permet de définir la longueur des habitations, en faisant abstraction qu'elles soient accolées ou non. La longueur "L_c" permet, au contraire, de regrouper toutes les maisons accolées dans un ouvrage unique. Cette distinction est importante et les deux définitions de la longueur ont leur pertinence. Si on considère que les ouvrages accolés forment un bloc continu qui sera particulièrement vulnérable compte tenu de son étendu, alors la longueur "L_c" semble adaptée. En revanche, si on considère que chaque ouvrage accolé est constitué de ses propres fondations, de ses propres propriétés géométriques et mécaniques, alors la longueur "L" est la plus adaptée et la présence de structures accolées doit être intégrée dans l'étude en tant que facteur aggravant.
Une seconde remarque concerne la dimension de la structure qui sera mesurée pour caractériser la longueur. La figure 55 permet de mettre en évidence la longueur prise en compte. Cette méthodologie permet de prendre en compte la longueur moyenne le long de laquelle l'interaction sol-structure se produit vis-à-vis de la courbure et de la déformation horizontale des terrains.

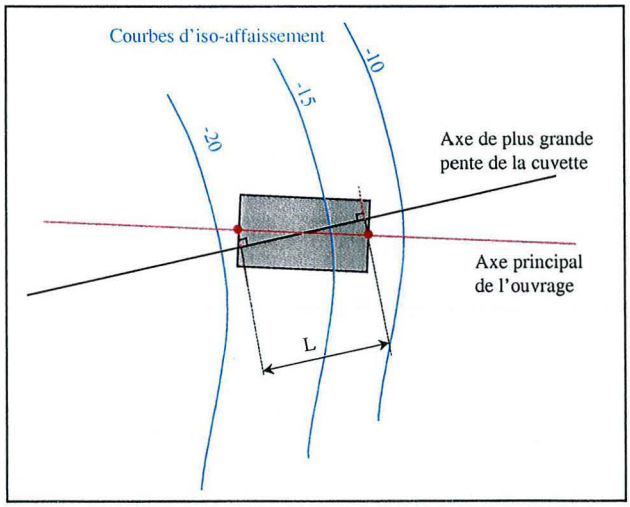


figure 55 : Définition de la longueur des constructions

- **Nombre d'étages de la construction : "NIV"**

La hauteur de la construction n'est pas apparue comme réellement préjudiciable dans l'étude bibliographique. Nous avons souhaité nous en assurer en répertoriant le nombre d'étages, en plus du rez-de-chaussée, de chaque construction. Les combles, qu'elles soient aménagées ou non, ont été considérées comme un étage à part entière. Cette variable a été renseignée au moyen des photographies présentes dans les rapports d'expertise et des visites sur site.

- **Présence d'un sous-sol : "SS"**

La présence d'un sous-sol peut être considérée défavorable étant donné qu'elle conduit à augmenter les surfaces sur lesquelles s'applique la pression des terrains, mais également favorable en considérant que le sous-sol participe à la constitution d'une "boite rigide" (Kwiatek, 1998). Cette variable prend trois modalités (0, 1/2 ou 1) selon que le sous-sol est inexistant, partiellement enterré (le rez-de-chaussée est en réalité en hauteur) ou complètement enterré. Cette variable a été renseignée au moyen des photographies présentes dans les rapports d'expertise et des visites sur site.

- **Forme extérieure de la construction : "FORME"**

Cette variable permet de prendre en compte la complexité apparente de la construction dont l'étude bibliographique a mis en évidence les conséquences néfastes qui lui sont liées (chapitre 2.3). Le tableau 31 permet de définir trois niveaux de complexité. Il est évident que cette variable revêt un caractère fortement subjectif. Cependant, l'homogénéité des résultats est garantie du fait qu'une seule personne a caractérisé l'ensemble des individus. Cette variable a été renseignée au moyen des photographies présentes dans les rapports d'expertise et des visites sur site.

tableau 31 : Définition de la variable FORME

Valeur de la variable FORME	Caractéristiques de la construction
1	Forme simple et favorable : forme rectangulaire, sans avancée, sans structure accolée, sans variation de hauteur.
2	Forme défavorable : existence de quelques singularités dans la forme extérieure en plan ou en élévation, présence de quelques avancées.
3	Forme très défavorable : existence de plusieurs singularités dans la forme extérieure en plan ou en élévation, forme en L, U ou T.

- **Inclinaison de la structure : "INCL"**

Cette variable caractérise l'inclinaison mesurée par les experts, dans la structure, après l'affaissement. Seules les rapports d'expertise concernant les habitations de Moutiers-Hautcontiennent cette information. Son intérêt est de pouvoir être comparée avec les valeurs de la pente de la cuvette au niveau de chaque construction (variable PENTE) afin d'évaluer la corrélation entre la pente de la cuvette et l'inclinaison des structures.

- **Pente de la cuvette au niveau de chaque construction : "PENTE"**

Cette variable devrait prendre des valeurs très proches de celles de l'inclinaison de la construction (INCL). Par ailleurs, elle représente un des principaux mouvements des terrains. Elle n'est pas sensée être corrélée avec les dégradations en terme de fissuration de la construction, étant donné que l'inclinaison est un mouvement de corps rigide. En revanche, elle a tout lieu de l'être en terme de difficulté d'utilisation du bâtiment, voir d'impossibilité de service. La pente a été estimée de deux manières qui ont donné des résultats semblables. La première a consisté à relever des profils d'affaissement passant par chaque construction puis de tracer la courbe dérivée (figure 56). La seconde a consisté plus simplement à mesurer, sur les plans, l'affaissement différentiel entre les deux extrémités de l'ouvrage puis à le diviser par la longueur de l'ouvrage.

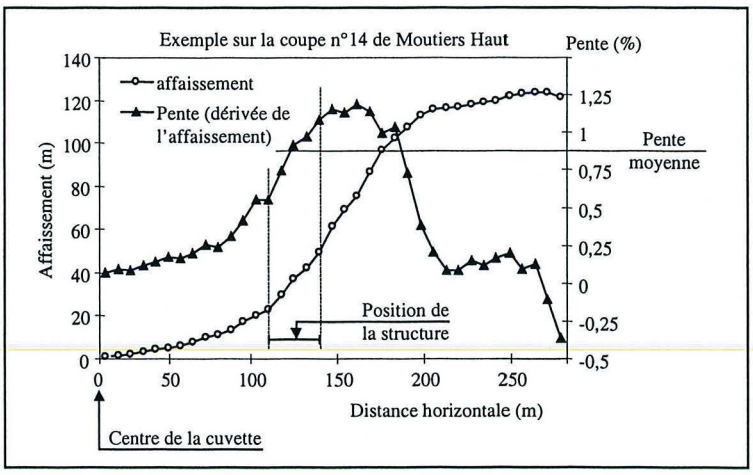


figure 56 : Calcul de la pente de la cuvette au niveau de chaque construction.

▫ Courbure de la cuvette au niveau de chaque construction : "COURB"

La courbure des terrains est importante à estimer compte tenu de sa relation avec la distorsion de la structure (figure 31, chapitre 2.2.2). La courbure a été calculée en faisant la moyenne de deux estimations selon des méthodes différentes. La première méthode a été de dériver une seconde fois le profil d'affaissement passant par chaque structure (figure 54). Mais comme il a été spécifié au chapitre 2.1.3, cette double opération de dérivation aboutie à une courbe ayant une très forte variabilité et dont l'utilisation n'est pas toujours aisée (figure 57-A). La seconde méthode (figure 57-B) a été de relever la pente aux extrémités de l'ouvrage (P_1 et P_2), puis de calculer la courbure par la formule suivante : $1/R = (P_1 - P_2)/L$. Cette formule repose sur l'hypothèse que la courbure est constante le long de l'ouvrage. Nous avons considéré toutes les valeurs positives et cette variable ne distingue donc pas la zone concave de la zone convexe.

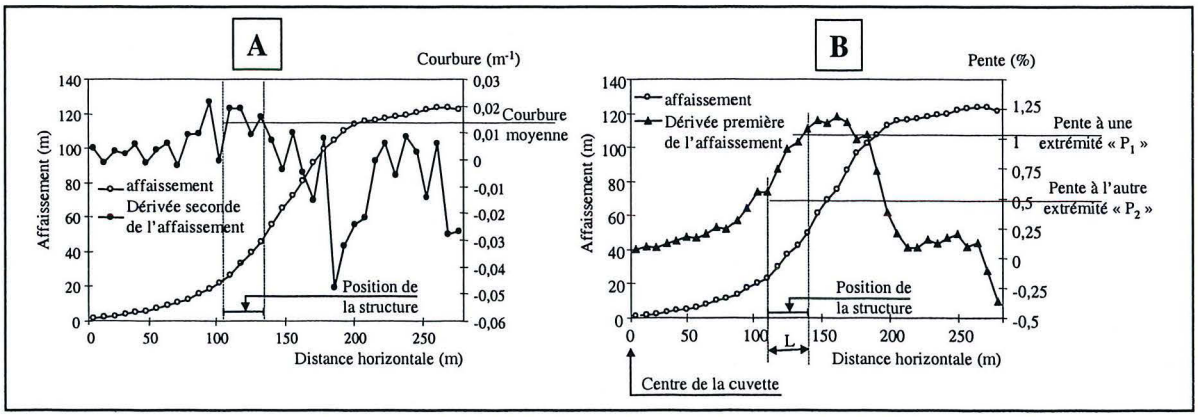


figure 57 : Calcul de la courbure de la cuvette par dérivée seconde de l'affaissement (Exemple sur la coupe n°14 de Moutiers-Haut).

▫ Angle de distorsion de la structure : "DIS"

Au vu de la bibliographie, l'angle de distorsion est une grandeur importante car plus pertinente que la courbure du terrain. Son estimation est en revanche relativement compliquée. En supposant que chaque construction se comporte sur le modèle des fondations continues et en supposant que la courbure du terrain est constante le long de l'ouvrage, l'angle de distorsion peut être estimé par la variation de pente entre les extrémités de l'ouvrage, divisée par deux : $\beta = (P_1 - P_2)/2$ (figure 58). Nous avons considéré toutes les valeurs positives et cette variable ne distingue donc pas la zone concave de la zone convexe. Concrètement l'estimation de la distorsion a donc consisté à estimer la pente de la cuvette à chaque extrémité des constructions. Cette estimation ne pouvait donc se faire qu'au moyen des profils de la pente de la cuvette obtenus par dérivation des profils d'affaissement passant par chaque construction.

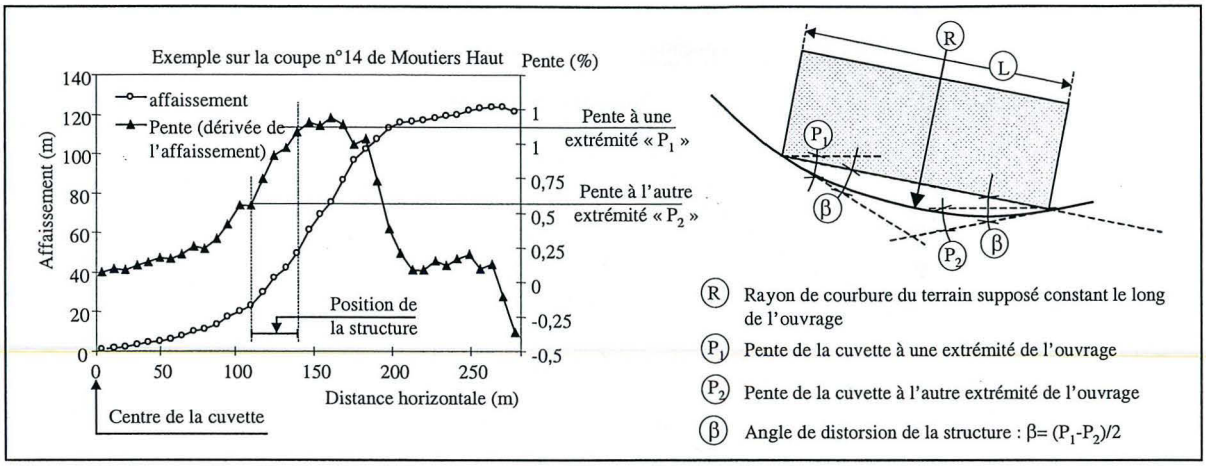


figure 58 : Estimation de l'angle de distorsion de chaque construction.

▫ Amplitude des déformations du terrain : "ADEF"

Cette variable a pour objectif de quantifier la déformation horizontale des terrains au niveau de chaque construction. La partie bibliographique a mis en évidence qu'aucune formule universelle ne permettait de prévoir la déformation horizontale en fonction de l'affaissement vertical. Afin d'y remédier, nous avons élaboré 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 59 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 (chapitre 2.1.4) 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.

En particulier, ces hypothèses sous-entendent que l'exploitation n'est pas sous-critique, puisque dans un tel cas la déformation horizontale de compression prend des valeurs très supérieures à celle de traction et se situe davantage vers le centre de la cuvette.
Par ailleurs, la variable ADEF 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, de comparer la déformation horizontale au niveau de deux structures appartenant à deux cuvettes différentes. Cette variable a été estimée grâce à des mesures effectuées sur les plans des cuvettes.

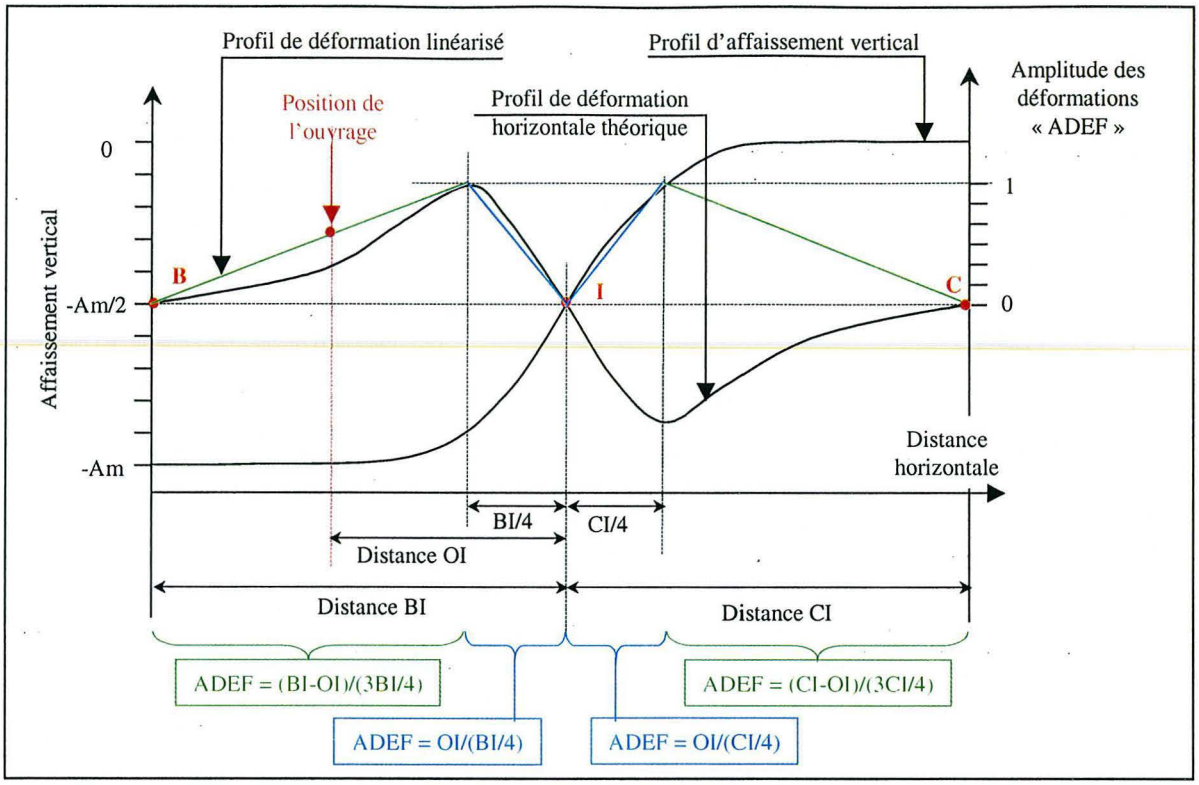


figure 59 : Définition de l'amplitude des déformations horizontale du terrain.

- **Localisation de la structure dans la cuvette d'affaissement : "LIEU"**

Cette variable permet de caractériser la position de la structure par rapport au point d'inflexion de la cuvette d'affaissement. Elle prend des valeurs strictement positives. Une valeur nulle signifie que l'ouvrage est situé au niveau du point d'inflexion de la cuvette, une valeur unitaire signifie que la structure est située au centre de la cuvette ou sur son bord et une valeur supérieure à l'unité signifie que l'ouvrage est en dehors de la cuvette (figure 60). Cette variable a été estimée grâce à des mesures effectuées sur les plans des cuvettes.

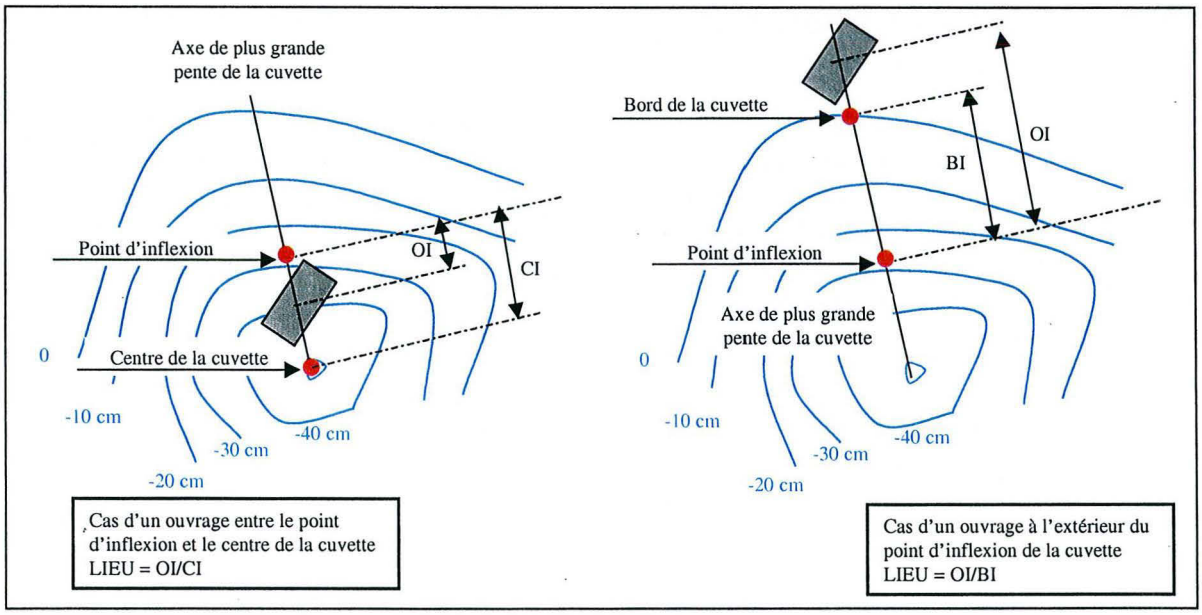


figure 60 : Définition de la variable LIEU.

- **Orientation de la structure dans la cuvette d'affaissement : "P/A"**

Cette variable permet de caractériser l'orientation des axes principaux de chaque construction par rapport à la direction de plus grande pente de la cuvette au niveau du même ouvrage (figure 61). Cet angle est compris entre 0 (les deux axes coïncident) et 45°. Cette variable a été mesurée sur les plans des cuvettes.

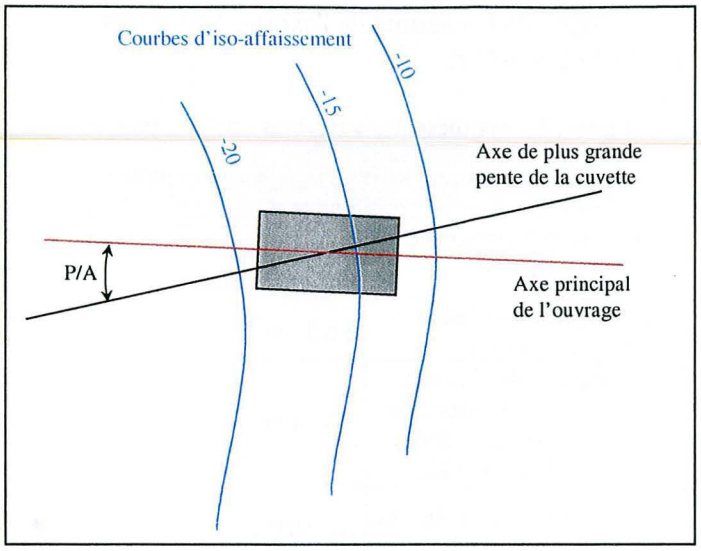


figure 61 : Définition de l'orientation de la structure « P/A ».

- **Topographie initiale du terrain : "SOLP"**

Cette variable permet de caractériser l'état de la topographie initiale des terrains au niveau de chaque construction. Cette variable a deux modalités. Une valeur nulle signifie que le terrain est initialement horizontal, et une valeur unitaire signifie qu'il est initialement incliné. Nous avons pu renseigner cette variable grâce aux photographies et à des visites sur site.

- **Zone (intérieure ou extérieure) dans laquelle se situe la structure : "ZONE"**

Cette variable est le complément indispensable des variables COURB, DIS, ADEF et LIEU puisqu'elle permet de distinguer la zone dans laquelle se situe l'ouvrage. Une valeur négative signifie que la structure est située entre le point d'inflexion et le centre de la cuvette (zone concave et zone de compression) et une valeur positive signifie que la structure est située à l'extérieure du point d'inflexion (zone de traction ou convexe).

- **Profondeur de l'exploitation : "PROF"**

Cette variable caractérise la profondeur de l'exploitation minière à l'origine de l'affaissement. Elle prend donc une valeur constante pour tous les individus d'une même cuvette et n'est utile que pour comparer et analyser des individus appartenant à différentes cuvettes.

- **Déformation maximale : "AMP"**

Cette variable n'est utile que pour comparer et analyser des individus appartenant à différentes cuvettes. Etant donné que la variable ADEF caractérise la déformation horizontale du terrain est normée, il est nécessaire de définir une variable AMP qui caractérise la déformation horizontale maximale dans une cuvette. La recherche bibliographique a mis en évidence que la déformation maximale des terrains était proportionnelle à un facteur de proportionnalité et au rapport A_m/H. Nous supposons que le facteur de proportionnalité est le même pour toutes les cuvettes étant donné qu'elles appartiennent au même bassin minier. La variable AMP est donc égale au rapport A_m/H.

- **Coefficient d'affaissement : "COEF"**

Cette variable n'est utile que pour comparer et analyser des individus appartenant à différentes cuvettes. Elle caractérise le foisonnement et l'amortissement, plus ou moins important, provoqué par les couches de terrains comprises entre l'exploitation minière et la surface. Elle correspond à la proportion d'affaissement maximal observé à la surface "A_m" par rapport à une valeur théorique de l'affaissement maximal qui aurait pu avoir lieu si l'ensemble des vides effondrés s'étaient propagés à la surface. Cette valeur théorique se calcule en faisant le produit de l'ouverture de l'exploitation "O" par son taux de défruitement "τ". Ainsi, la variable COEF est égale à $A_m/(O.\tau)$.

tableau 32 : Synthèse des variables utilisées pour l'étude statistique.

Variable	Unités	Définition	Valeurs prises	Origine de l'information	Cuvettes concernées
CLA	-	Classe de dégradation de la structure	1 : architecturales 2 : fonctionnelles 3 : structurelles	Rapports d'expertise + visites	Toutes
L	[m]	Longueur de chaque habitation	8 à 33 m	Plans	Toutes
L_c	[m]	Longueur de chaque construction (les structures accolées sont regroupées sous un seul individu)	8 à 64 m	Plans	Rue de Metz et Cité Coinville
NIV	-	Nombre d'étages en plus du rez-de-chaussée	0 < NIV < 3	Rapports d'expertise + visites	Moutiers-Haut et Stade
SS	-	Présence d'un sous-sol	0 : aucun ½ : semi enterré 1: complètement enterré	Rapports d'expertise + visites	Moutiers-Haut et Stade
FORME	-	Forme extérieure de l'ouvrage	1 : forme simple et favorable 2 : forme défavorable 3 : forme très défavorable	Rapports d'expertise + visites	Moutiers-Haut et Stade
INCL	%	Inclinaison dans l'ouvrage mesurée après l'affaissement	> 0	Rapports d'expertise	Moutiers-Haut
PENTE	-	Pente de la cuvette d'affaissement au niveau de chaque construction	0 à 6,5 %	Plans	Toutes sauf Moutiers Stade
COURB	[m^{-1}]	Courbure du terrain au niveau de chaque construction	> 0	Plans	Moutiers-Haut
DIS	-	Angle de distorsion de chaque construction	> 0	Plans	Moutiers-Haut
ADEF	-	Amplitude des déformations du terrain au niveau de chaque construction (permet de comparer les individus d'une même cuvette).	0 < ADEF < 1 0 : déformation nulle 1 : déformation maximale de traction ou de compression	Plans	Toutes
LIEU	-	Position de chaque construction par rapport au point d'inflexion	> 0 0 : Structure au niveau du point d'inflexion 1 : structure au centre ou sur le bord de la cuvette	Plans	Toutes
P/A	[°]	Orientation de l'axe principal de chaque construction par rapport à la direction de plus grande pente.	0° à 45°	Plans	Toutes
SOLP	-	Indicateur de la pente du terrain avant affaissement	0 : terrain horizontal 1 : terrain en pente	Rapports d'expertise + visites	Moutiers-Haut

ZONE	-	Zone dans laquelle se situe la structure	-1 : zone de compression ou concave 1 : zone de traction ou convexe	Plans	Toutes
PROF	[m]	Profondeur de l'exploitation	120 à 175 m	Rapport INERIS	Toutes
AMP	-	Déformation horizontale maximale des terrains dans chaque cuvette (permet de comparer les individus de différentes cuvettes)	$AMP = A_m/H$ 0,004 à 0,012	Rapport INERIS	Toutes sauf Moutiers Stade
COEF	-	Coefficient d'affaissement de la cuvette	$COEF = A_m/(O.\tau)$ 0,49 à 0,63	Rapport INERIS	Toutes sauf Moutiers Stade

3.2.2 Commentaires sur les variables

- **Commentaires sur les variables COURB et DIS :**

Ces deux variables n'ont été déterminées que pour la cuvette de Moutiers-Haut pour plusieurs raisons. Premièrement ces variables sont longues et délicates à définir pour chaque structure et nous avons souhaité tester leur importance relative sur une cuvette avant d'envisager leur détermination pour toutes les cuvettes. Les premiers résultats obtenus, comme nous le verrons, ne nous ont pas incités à le faire. Par ailleurs, les résultats de l'étude bibliographique ont clairement mis en évidence les relations étroites qui existent entre la distorsion et la courbure, d'une part, et entre la déformation horizontale et la courbure, d'autre part. Ainsi, nous verrons que la seule variable ADEF permet probablement d'englober, à elle seule, la caractérisation de la déformation et de la courbure.

- **Commentaires sur l'absence de certaines variables :**

L'étude bibliographique avait mis en évidence la probable pertinence d'un certain nombre de caractéristiques du bâti. Il n'a pas été possible de les intégrer toutes dans la base de données, faute d'information suffisante. En particulier, nous aurions souhaité pouvoir intégrer des variables caractéristiques de l'âge des constructions, du type de fissuration, du type de matériaux, de la géologie des terrains, des propriétés mécaniques des terrains...

- **Commentaires sur le caractère qualitatif ou quantitatif des variables :**

Les analyses que nous souhaitons réaliser, en particulier les analyses multidimensionnelles ne s'appliquent qu'à des données quantitatives. Par ailleurs, ces méthodes autant que les analyses simples des corrélations entre variables nécessitent d'être appliquées à des variables caractérisant un phénomène linéaire, autrement dit à des variables corrélées de manière linéaire lorsqu'elles le sont. C'est pourquoi, un certain nombre de variables ont dû être considérées strictement positives afin de satisfaire à cette condition :

- ADEF est comprise entre 0 et 1 et l'action du terrain est d'autant plus préjudiciable que ADEF prend une valeur proche de 1.
- COURB et DIS sont strictement positives et sont d'autant plus préjudiciables que leur valeur est élevée.
- LIEU est strictement positive et est d'autant plus préjudiciable que sa valeur est proche de zéro.

Cependant cette exigence de relation linéaire fait perdre une information précieuse sur le signe de ces déplacements. C'est pourquoi la variable ZONE a été ajoutée. Cette variable est la seule qui soit réellement qualitative puisqu'il n'y a pas d'ordonnancement entre la zone de compression (ZONE = -1) et celle de traction (ZONE = 1).
Par ailleurs un certain nombre d'autres variables pourraient sembler qualitatives, mais sont en réalité réellement quantitatives, même si leur nombre de modalités est limité à trois ou quatre : CLA, SS, NIV et FORME. Seule SOLP, avec deux modalités, a un caractère quantitatif discutable.

- **Choix des coupes permettant de définir des profils d'affaissement :**

Certaines variables nécessitent qu'on définisse des coupes dans la cuvette le long desquelles des profils d'affaissement sont tracés. Il est alors possible de définir, sur ces profils, les points caractéristiques de l'affaissement : centre de la cuvette, bord, point d'inflexion (figure 54) et de donner une valeur aux variables LIEU, ADEF, PENTE, COURB et DIS. Le choix des coupes et en particulier de leur orientation est primordial. En effet, l'ensemble des variables précédentes doit être défini à partir d'un profil correspondant à une coupe radiale de la cuvette. Théoriquement cette coupe est également l'axe de plus grande pente, perpendiculaire aux courbes d'iso-affaissement. Il est donc nécessaire, a priori, de définir autant de coupes qu'il existe de constructions. Nous avons élaboré une méthode qui permet de réduire le nombre de coupes à définir. L'annexe 3 montre comment il est possible de recalculer les bonnes valeurs des variables à déterminer à partir de valeurs calculées sur des coupes qui ne sont pas les axes de plus grande pente. La technique développée n'est valide qu'à condition que localement, à l'échelle de la structure, l'affaissement puisse être assimilé à un cylindre.
Cette technique a permis un gain de temps appréciable, ainsi qu'une meilleure compréhension des relations entre caractéristiques de la cuvette. Nous l'avons principalement adoptée pour l'étude de la cuvette de Moutiers-Haut car le gain de temps se faisait essentiellement sur la détermination de la courbure et de l'angle de distorsion, qui n'ont été déterminés que pour cette cuvette.

- **Commentaires sur la longueur :**

Deux longueurs peuvent être définies "L" et "L_c" selon que les bâtiments accolés sont considérés comme plusieurs individus ou comme un seul. Ces deux variables sont absolument incompatibles entre elles. Nous avons donc réalisé deux bases de données selon le type de longueur considéré.

3.2.3 Présentation de la base de données

L'ensemble des bases de données est présenté dans l'annexe 2.

3.3 Analyses simples des données

3.3.1 Statistiques élémentaires

Nous présentons, dans le tableau 33, les statistiques élémentaires réalisées sur les variables renseignées pour chacun des cinq affaissements. On y trouve les valeurs maximales et minimales de chaque variable, leur moyenne et leur écart type. Les principaux commentaires sont les suivants :

- Les résultats statistiques sont homogènes et les cuvettes semblent donc comparables.
- Chaque variable présente généralement une dispersion importante puisque l'écart type est souvent du même ordre de grandeur que la moyenne.
- La cuvette du Stade à Moutiers ne possède pas d'individus de classe de dégradation supérieure à 2.
- La cuvette de la rue de Metz a des pentes moyenne et maximale très supérieures aux autres cuvettes.
- Les valeurs de LIEU supérieures à 1, correspondent à des individus localisés au-delà du bord de la cuvette d'affaissement. La cuvette de la rue de Metz à Auboué en possède qui sont très éloignés du bord (valeur maximale de 3,64). C'est également le cas, dans une moindre mesure, pour les deux cuvettes de Moutiers.
- Tous les individus de la cuvette du Stade sont dans la zone de traction et appartiennent aux deux classes de dégradations les plus faibles.
- Les variables ne possédant qu'un nombre restreint de modalités (CLA, FOME, NIV, SS...) sont bien distribuées parmi celles ci.
- La longueur moyenne des constructions est comprise entre 15 et 20 m.

tableau 33 : Statistiques élémentaires sur les affaissements miniers lorrains.

Variables [unité]	Moutiers-Haut	Moutiers Stade	Auboué Metz	Auboué Coinville	Roncourt
Nombre d'individus	64	40	86	78	13
CLA [-]	min : 1 max : 3 μ : 2,2 σ : 0,84	min : 1 max : 2 μ : 1,53 σ : 0,51	min : 1 max : 3 μ : 2,0 σ : 0,89	min : 1 max : 3 μ : 2,03 σ : 0,79	min : 1 max : 3 μ : 1,61 σ : 0,65
L [m]	min : 8 max : 33 μ : 15,1 σ : 5,8	min : 9,5 max : 22 μ : 14 σ : 3,1	min : 5,4 max : 20,15 μ : 9,6 σ : 3,7	min : 9,3 max : 20,3 μ : 10,5 σ : 2,5	min : 6 max : 60 μ : 19,1 σ : 14,02
NIV [-]	min : 0 max : 3 μ : 1,61 σ : 0,58	min : 0 max : 2 μ : 1,51 σ : 0,59			
SS [-]	Min : 0 max : 2 μ : 0,79 σ : 0,37	min : 0 max : 1 μ : 0,61 σ : 0,41			
FORME [-]	min : 1 max : 3 μ : 2,1 σ : 0,79	min : 1 max : 3 μ : 1,94 σ : 0,75			
INCL [-]	min : 0 max : 5,5 μ : 1,04 σ : 1,08				
PENTE [-]	min : 0 max : 0,015 μ : 0,0054 σ : 0,0048		min : 0 max : 0,064 μ : 0,013 σ : 0,013	min : 0 max : 0,015 μ : 0,0057 σ : 0,0045	min : 0 max : 0,0086 μ : 0,0044 σ : 0,0027
COURB [m^{-1}]	min : 0 max : 0,0014 μ : 0,00014 σ :0,00021				
DIS [-]	min : 0 max : 0,0039 μ : 0,00073 σ :0,00088				
ADEF [-]	min : 0 max : 1 μ : 0,39 σ : 0,34	min : 0 max : 0,97 μ : 0,4 σ : 0,35	min : 0 max : 0,98 μ : 0,46 σ : 0,35	min : 0 max : 1 μ : 0,45 σ : 0,31	min : 0 max : 0,1 μ : 0,44 σ : 0,29
LIEU [-]	min : 0 max : 2,6 μ : 0,73 σ : 0,64	min : 0,05 max : 2,14 μ : 0,83 σ : 0,64	min : 0 max : 3,64 μ : 0,77 σ : 0,65	min : 0 max : 1,42 μ : 0,48 σ : 0,37	min : 0 max : 0,79 μ : 0,24 σ : 0,26
P/A [degré]	min : 0 max : 40 μ : 21,3 σ : 14,1	min : 0 max : 45 μ : 18,5 σ : 14,8	min : 0 max : 45 μ : 24,2 σ : 15,9	min : 0 max : 45 μ : 23,4 σ : 14,7	min : 0 max : 45 μ : 22,7 σ : 16,02
SOLP [-]	min : 0 max : 1 μ : 0,22 σ : 0,42				

ZONE [-]	min : -1 max : 1 μ : 0,59 σ : 0,81	constant (1)	min : -1 max : 1 μ : -0,32 σ : 0,95	min : -1 max : 1 μ : 0,38 σ : 0,93	min : -1 max : 1 μ : -0,077 σ : 1,04

3.3.2 Tableaux des corrélations entre variables

Les tableaux des corrélations entre variables permettent d'appréhender les relations d'ordre linéaire qui les lient. Compte tenu du nombre d'individus de chaque base de données, il est possible de calculer un seuil de significacité des corrélations (annexe 4). Ce seuil est d'autant plus élevé que le nombre d'individus de la base est faible. Il se calcule selon la formule $2/\sqrt{n-3}$, où "n" est le nombre d'individus (Kendall et Stuart, 1969).
Les tableaux 34 à 38 récapitulent les corrélations calculées et nous avons fait apparaître en gris les valeurs les plus significatives. Les principaux commentaires sont les suivants :

- A l'exception de la cuvette de Moutiers-Haut, très peu de cuvettes font apparaître des corrélations pertinentes entre la classe de dégradation et les autres variables.
- La base de données de Moutiers-Haut fait apparaître un grand nombre de corrélations attendues ou logiques. La classe de dégradation est corrélée aux variables ADEF, INCL, LIEU, PENTE et, dans une moindre mesure, aux variables DIS, COURB, P/A, ZONE, avec un signe cohérent. Un certain nombre de variables sont corrélées "par construction" : DIS et COURB et ADEF, LIEU et PENTE... On entend par "construction" le fait qu'elles quantifient différemment un même aspect des mouvements des terrains. On retrouve ainsi la similitude de forme entre la variation de la courbure et celle de la déformation horizontale des terrains.
- Nous observons une corrélation très satisfaisante entre INCL et PENTE. Sachant que INCL est l'inclinaison mesurée par les experts après l'affaissement et que PENTE est la pente de la cuvette, cette corrélation nous permet de consolider la justesse et la pertinence de la base de données.
- Certaines corrélations apparaissent significatives alors qu'aucune relation de causalité n'existe entre les variables, comme par exemple SS et ADEF dans la cuvette du Stade (tableau 35). Cela prouve que les corrélations observées ne sont pas nécessairement significatives même lorsqu'elles sont supérieures à leur seuil de significacité.
- Les variables LIEU et PENTE sont très corrélées dans toutes les cuvettes, ce qui implique que ces deux variables sont peut être redondantes.

tableau 34 : Corrélations entre variables de la cuvette de Moutiers-Haut.

	ADEF	CLA	COURB	DIS	FORM	INCL	L	LIEU	NIV	P/A	PENTE	SOLP	SS	ZONE
ADEF														
CLA	0,65													
COURB	0,31	0,35												
DIS	0,34	0,42	0,57											
FORM	0,00	0,01	0,20	0,19										
INCL	0,48	0,64	-0,02	0,18	-0,13									
L	-0,04	0,17	0,07	0,32	0,49	0,17								
LIEU	-0,64	-0,76	-0,40	-0,45	0,08	-0,52	-0,06							
NIV	-0,36	-0,23	-0,26	-0,23	0,29	-0,26	0,15	0,25						
P/A	0,36	0,27	0,17	0,26	0,20	0,07	0,05	-0,31	-0,06					
PENTE	0,65	0,70	0,41	0,42	-0,25	0,64	-0,05	-0,78	-0,40	0,11				
SOLP	0,18	0,23	0,01	0,02	0,31	0,24	0,11	-0,20	0,23	0,20	0,07			
SS	0,06	0,05	-0,20	0,00	-0,01	0,33	-0,03	-0,05	0,03	0,11	0,12	0,20		
ZONE	-0,36	-0,25	-0,33	-0,26	-0,10	-0,16	-0,09	0,33	-0,01	-0,09	-0,39	-0,20	-0,06	

-Cuvette de Moutiers-Haut-
Seuil de corrélation
pour 64 individus : 0,25

tableau 35 : Corrélations entre variables de la cuvette du Stade à Moutiers.

	ADEF	CLA	FORM	L	LIEU	NIV	P/A	SS
ADEF								
CLA	0,19			-Cuvette du Stade- Seuil de corrélation pour 40 individus : 0,33				
FORM	-0,26	0,2						
L	-0,11	0,24	0,14					
LIEU	-0,77	-0,32	0,25	-0,01				
NIV	-0,4	-0,19	0,31	-0,12	0,48			
P/A	0,07	-0,05	-0,24	-0,2	-0,28	0,1		
SS	-0,46	0,08	0,18	0,13	0,4	0,05	-0,26	

tableau 36 : Corrélations entre variables de la cuvette de la rue de Metz.

	ADEF	CLA	L	LIEU	P/A	PENTE	ZONE
ADEF							
CLA	-0,04			-Cuvette de la rue de Metz- Seuil de corrélation pour 86 individus : 0,22			
L	-0,08	0,06					
LIEU	-0,73	-0,13	0,07				
P/A	0,19	-0,57	0,18	0,06			
PENTE	0,49	0,08	0,09	-0,53	0,16		
ZONE	-0,59	-0,07	0,2	0,57	-0,01	-0,35	

tableau 37 : Corrélations entre variables de la cuvette de la cité Coinville à Auboué.

	ADEF	CLA	L	LIEU	P/A	PENTE	ZONE
ADEF							
CLA	0,28			-Cuvette de Coinville- Seuil de corrélation pour 78 individus : 0,23			
L	-0,16	-0,2					
LIEU	-0,52	-0,32	0,26				
P/A	0,24	-0,12	-0,27	-0,01			
PENTE	0,43	0,31	-0,22	-0,9	0,09		
ZONE	0,05	-0,69	0,32	0,12	0,25	-0,08	

tableau 38 : Corrélations entre variables de la cuvette de Roncourt.

	ADEF	CLA	L	LIEU	P/A	PENTE	ZONE
ADEF							
CLA	0,58			-Cuvette de la cité Coinville- Seuil de corrélation pour 13 individus : 0,63			
L	-0,02	-0,32					
LIEU	0,26	0,09	0,59				
P/A	0,44	-0,01	0,1	-0,07			
PENTE	-0,11	0,58	-0,33	-0,25	-0,28		
ZONE	-0,71	-0,42	-0,18	-0,68	-0,06	0,18	

3.3.3 Représentations des individus

Nous avons représenté les individus de chaque cuvette sur des plans en fonction de deux variables choisies et de la classe de dégradation "CLA". Ces variables sont celles qui, d'après la bibliographie, permettent de discriminer au mieux les dégradations. Plus précisément nous avons choisi les représentations suivantes :

- Dans le plan "ADEF-PENTE" pour une comparaison avec l'abaque de Wagner et Schümann (1991), de la figure 36.
- Dans le plan "ADEF-DIS" pour une comparaison avec l'abaque de Boscardin et Cording (1989) de la figure 35.

- Dans le plan "ADEF-COURB" pour une comparaison de la pertinence des variables COURB et DIS.
- Dans les plans "ADEF-L" et "ADEF-L_c" pour une comparaison avec les abaques du National Coal Board (1975) et de Wagner et Schümann (1991), présentés sur la figure 34.
- Dans le plan "LIEU-L" pour une comparaison des variables ADEF et LIEU.

Par ailleurs, afin de mettre en évidence les corrélations entre chaque variable et la classe de dégradation, chaque individu est représenté par une couleur et un symbole correspondants à sa classe d'appartenance (tableau 30).

▫ Représentations dans le plan "ADEF-PENTE" :

La figure 62 représente les projections des individus pour quatre cuvettes étant donné que "PENTE " est indéterminée pour la cuvette du Stade à Moutiers. On observe les points suivants :

- La classe de dégradation augmente en intensité avec l'augmentation des variables ADEF et PENTE.
- Les deux cuvettes d'Auboué mettent en évidence l'existence de dégradations importantes pour des pentes nulles et des valeurs de ADEF modérées (inférieures à 0,5).
- Il n'est pas possible de trouver des valeurs seuils des mouvements (ADEF ou PENTE) correspondants à un niveau de dégradation.
- On peut comparer ces représentations avec celle de Wagner et Schümann (1991, figure 36). La tendance est semblable, à part pour les deux cuvettes de Auboué qui semblent plus "anarchiques". Cependant, la limite entre les dégradations fonctionnelles et structurelles, qui correspondait à une pente voisine de 10^{-2} n'est pas incohérente avec les résultats présentés ici.

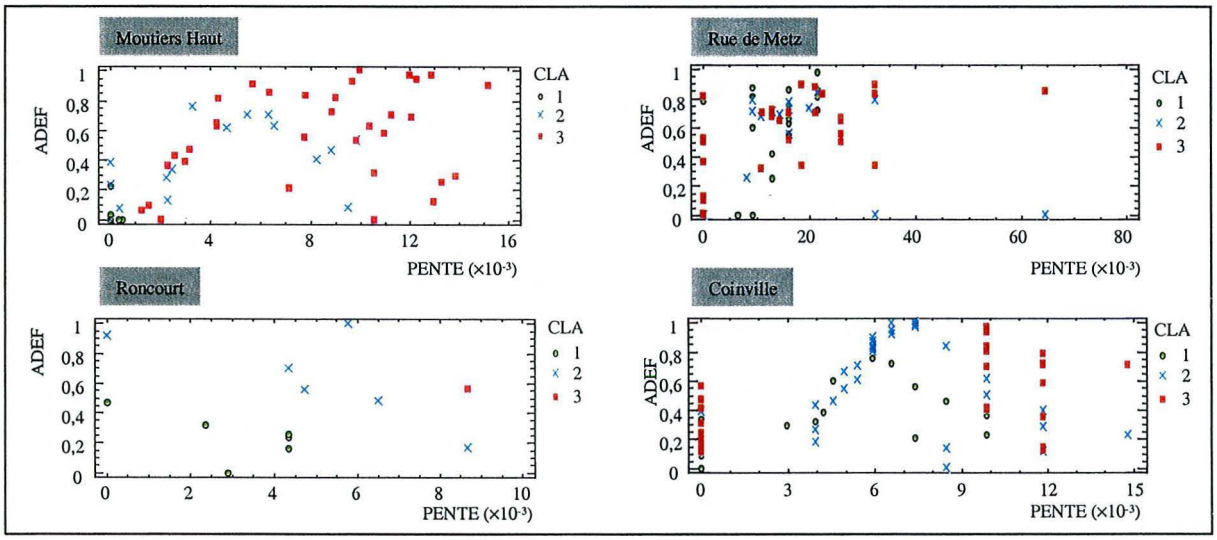


figure 62 : Représentation des individus dans le plan "ADEF-PENTE"

▫ Représentations dans les plans "ADEF-DIS" et "ADEF-COURB" :

La figure 63 représente la projection des individus de la cuvette de Moutiers-Haut, la seule pour laquelle la distorsion et la courbure aient été estimées. Les points remarquables sont les suivants :

- Plus les valeurs de ADEF, de DIS ou de COURB sont élevées et plus les dégradations sont importantes.
- La variable DIS semble plus discriminante que la variable COURB.
- On peut comparer cette représentation avec celle de Boscardin et Cording (1989, figure 35). On observe une concordance dans la forme ainsi qu'au niveau des valeurs puisque la limite entre dégradations fonctionnelles et structurelles est à peu près identique.

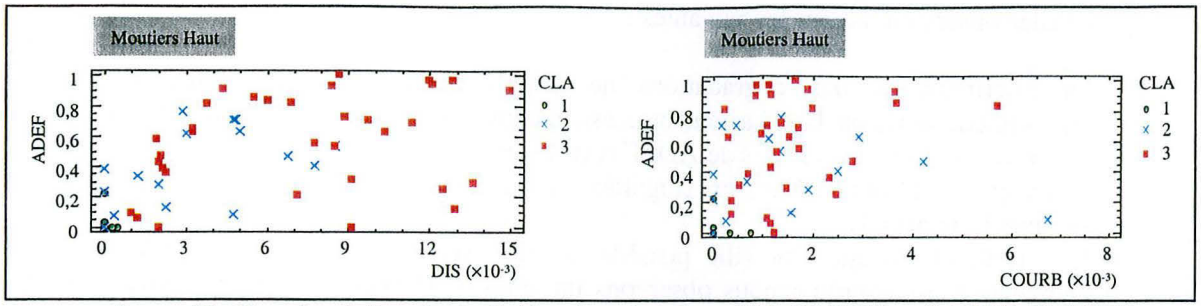


figure 63 : Représentation des individus dans les plans "ADEF-DIS" et " ADEF-COURB".

- **Représentations dans les plans "ADEF-L" et "ADEF-L_c" :**

La figure 64 et la figure 65 représentent, respectivement, les individus des cinq cuvettes dans le plan "ADEF-L" et les individus des deux cuvettes de Auboué dans le plan "ADEF-L_c". En effet seules les deux cuvettes de Auboué possédaient de nombreuses constructions accolées au point que les bases de données puissent être très différentes selon qu'on considère l'une ou l'autre longueur (L ou L_c).

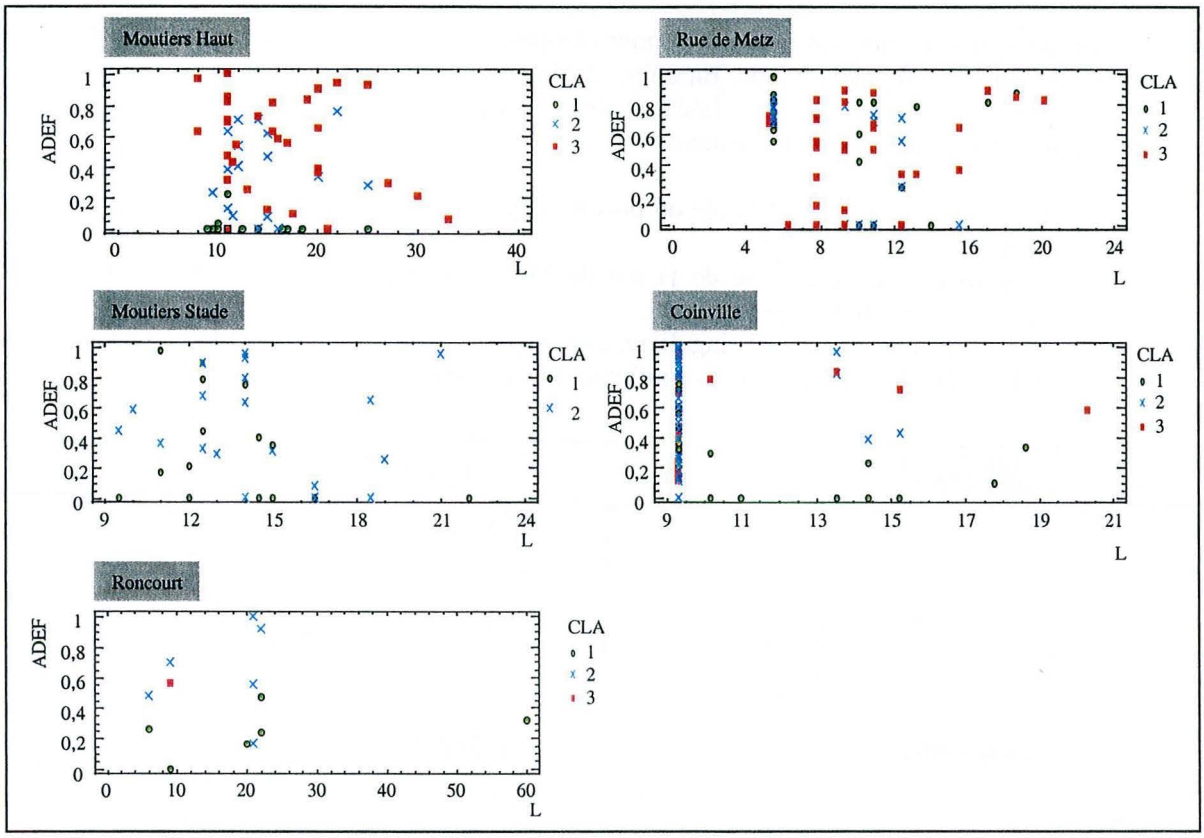


figure 64 : Représentation des individus dans le plan "ADEF-L".

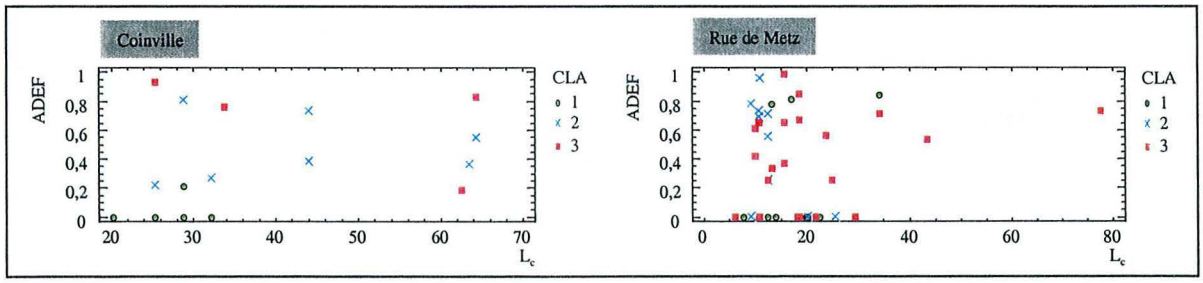


figure 65 : Représentation des individus dans le plan "ADEF-L_c".

Les principales observations sont les suivantes :

- La discrimination des dégradations ne semble satisfaisante avec aucune de ces deux représentations (L ou L_c). La tendance est, malgré tout, de faire correspondre les dégradations élevées avec les fortes valeurs de ADEF et de L ou L_c.
- La cuvette de la rue de Metz est singulière, au sens où aucune tendance n'est visible, ni avec la variable L, ni avec L_c.
- La cuvette de la cité Coinville possède de très nombreuses maisons accolées de dimension identique. C'est pourquoi nous observons un amas d'individus de même longueur, qui rend du même coup caduc l'intérêt potentiel de la variable L (figure 64). Cependant, lorsque les individus accolés sont regroupés, par l'intermédiaire de l'utilisation de la variable L_c, la longueur ne semble toujours pas très pertinente.
- Ces représentations peuvent être comparées avec les abaques de prévision de dégradations du National Coal Board (1975, figure 34-A) et celui de Wagner et Schümann (1991, figure 34-B). On constate que la situation observée dans le bassin ferrifère lorrain est plus complexe que ce que laissaient envisager ces abaques de prévision des dégradations.

▫ **Représentations dans le plan "LIEU-L" :**

Ce plan de représentation est intéressant pour comparer les variables ADEF et LIEU en observant les différences entre les figures 64 à 66. En effet, ces deux variables sont fortement liées (figure 59 et figure 60) mais leur corrélation n'est pas linéaire, c'est pourquoi leur signification n'est pas identique. Les observations principales sont les suivantes :

- Plus la variable LIEU est faible ou plus la longueur est grande et plus les dégradations semblent importantes.
- Les individus de la cuvette de la rue de Metz, qui étaient très mal discriminés dans le plan "ADEF-L", le sont un peu mieux ici.
- La cuvette de Roncourt est singulière, au sens où c'est la seule pour laquelle une valeur faible de LIEU (individu proche du point d'inflexion) ne correspond pas à des dégradations importantes.

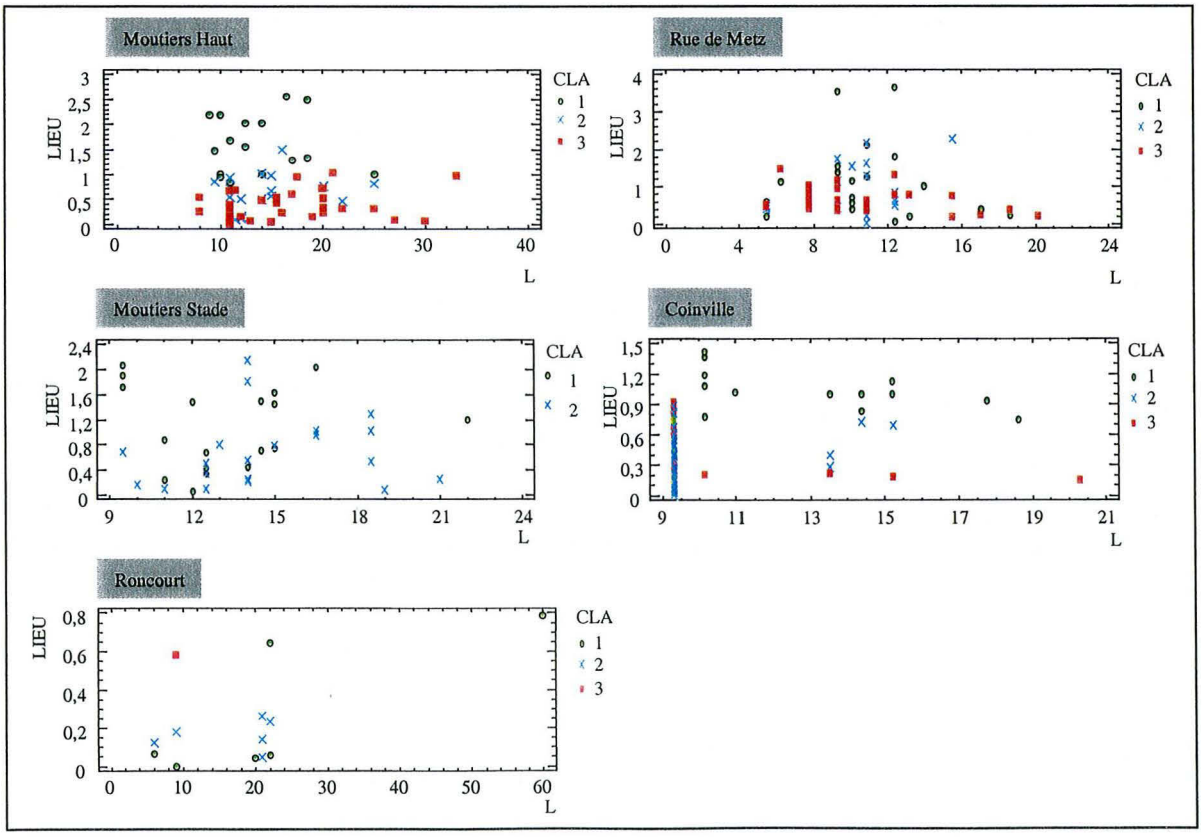


figure 66 : Représentation des individus dans le plan "LIEU-L".

3.3.4 Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons étudié la base de données avec des méthodes statistiques simples : valeurs moyennes, minimales et maximales des variables, écarts types, tableau de corrélation et représentation des individus en fonction de deux variables. Les principales conclusions sont les suivantes :

- Les données correspondant aux cinq affaissements sont comparables compte tenu des variables dont la moyenne et l'écart type prennent des valeurs équivalentes. Cependant, elles ne forment pas une population complètement homogène. En particulier, la cuvette du stade à Moutiers n'a aucun individu dont la dégradation soit structurelle et la variable PENTE n'a pas pu être déterminée. Certaines variables n'ont été déterminées que pour les individus de la cuvette de Moutiers-Haut car nous avions davantage d'informations.
- En ne considérant que les quatre cuvettes de Moutiers-Haut, rue de Metz, cité Coinville et Roncourt, les variables communes sont CLA, ADEF, LIEU, PENTE, ZONE et L (ou L_c). Ce ne sont donc que sur ces variables que pourront se faire des comparaisons.
- L'analyse des corrélations met en évidence la cohérence de la base de données. En particulier, l'étude de la cuvette de Moutiers-Haut permet de retrouver les valeurs d'inclinaison mesurées par les experts dans les constructions après l'affaissement.
- La classe de dégradation n'apparaît pas tellement corrélée avec les autres variables, sauf pour la cuvette de Moutiers-Haut. Cependant, l'analyse de la représentation des individus met en évidence l'importance de LIEU, ADEF et dans une moindre mesure PENTE.
- La représentation des individus permet de corroborer certains abaques de prévision des dégradations issus des résultats bibliographiques. En particulier les représentations ADEF-PENTE et ADEF-DIS semblent les plus pertinentes alors que la représentation ADEF-L semble être nettement moins pertinente. Cependant ces abaques fournissent davantage une tendance qu'une estimation fine des dégradations prévisibles.
- L'analyse ne permet donc pas de trancher la question de l'intérêt de variable "L_c" par rapport à la variable "L". En effet, le regroupement des constructions accolées, via l'utilisation de la variable L_c, ne semble pas plus pertinent que la simple utilisation de la variable L qui individualise chaque construction.

3.4 Analyses multidimensionnelles

Ce chapitre s'intéresse à des méthodes statistiques plus élaborées et qui permettent une analyse de la base de données en considérant simultanément ou successivement l'ensemble des variables. Nous avons réalisé dans l'ordre : des analyses en composantes principales, des analyses factorielles discriminantes et des analyses par segmentation. Ces analyses sont décrites dans l'annexe 4.

3.4.1 Analyses en composantes principales

Les analyses en composantes principales consistent à rechercher une combinaison linéaire optimale des variables initiales en vue de construire de nouveaux axes permettant une meilleure description de la base de données (annexe 4).
L'objectif de l'analyse est de faciliter l'interprétation des données et des relations inter-variables. Notre démarche a consisté à analyser les données de chacune des cinq cuvettes, puis d'en rechercher les points communs ou divergents. Dans ces analyses, la variable CLA a été considérée illustrative (annexe 4), afin d'accentuer son interprétation vis-à-vis des autres variables.

- **Cuvette de Moutiers-Haut :**

La figure 67 présente deux cercles de corrélations, permettant d'analyser les trois premiers axes principaux. Les coordonnées des projections des variables sur un axe sont égales à leur corrélation avec cet axe. Cette analyse a la particularité de faire apparaître une seconde variable illustrative : INCL. En effet, cette dernière, au même titre que la variable CLA, caractérise les conséquences de l'affaissement

puisqu'elle représente l'inclinaison mesurée de la construction, après l'affaissement. Ce sont ces deux variables qu'on cherche ici à interpréter. Compte tenu du nombre d'individus (64), la valeur seuil de significacité d'une corrélation est de 0,25. Les principaux commentaires sont les suivants :

- L'inertie expliquée par le premier axe est deux fois plus importante que celle expliquée par les deux suivants.
- Le premier axe est très fortement corrélé aux variables caractéristiques des mouvements des terrains : LIEU, ADEF, COURB, DIS, PENTE et ZONE.
- Le deuxième axe principal est corrélé aux variables caractéristiques de la structure : NIV, L, FORM et aux variables caractéristiques de l'effet de site : SOLP et P/A.
- Le troisième axe n'a pas de signification particulière. Il représente tout au plus la variable SS qui n'avait aucune corrélation avec les deux premiers axes.
- La variable illustrative INCL est, de manière cohérente, corrélée avec le premier axe, caractéristique des mouvements des terrains.
- La variable illustrative CLA est uniquement corrélée avec le premier axe, ce qui signifierait que les caractéristiques des structures, prises en compte dans l'analyse, ne permettent pas d'expliquer le processus de dégradation.

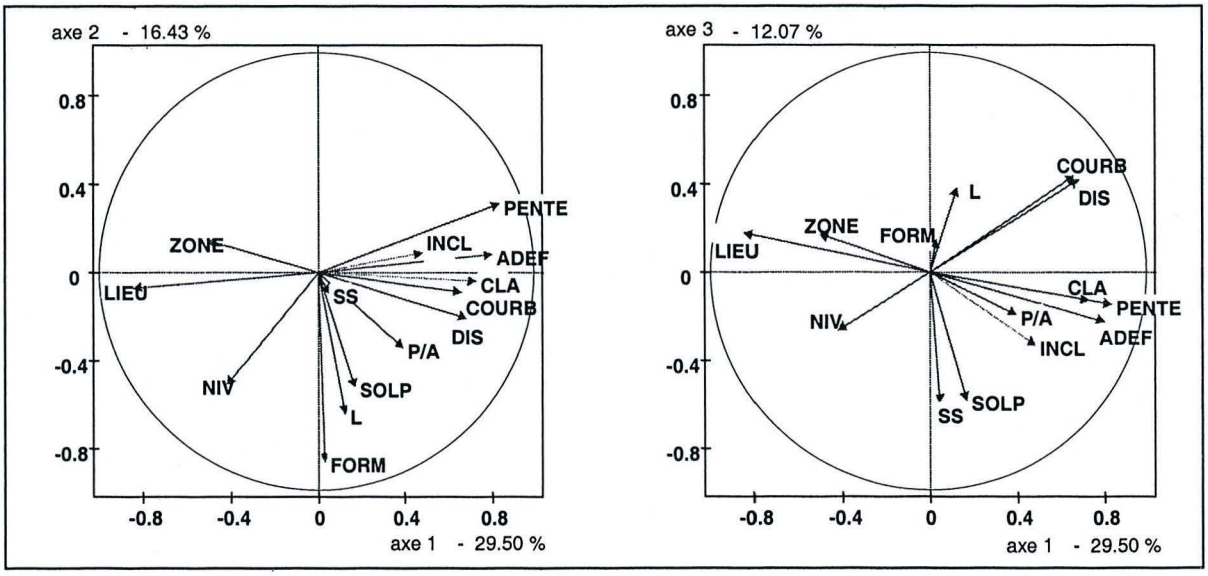


figure 67 : Résultats de l'analyse en composantes principales de la cuvette de Moutiers-Haut ; représentation des cercles des corrélations dans les plans 1-2 et 1-3.

▫ Etude de la cuvette du Stade à Moutiers :

La figure 68 présente deux cercles des corrélations, permettant d'analyser les trois premiers axes principaux. L'inertie expliquée par le premier axe est une fois et demie plus importante que celle expliquée par le second et deux fois plus que le troisième. Compte tenu du nombre d'individus (40), la valeur seuil de significacité d'une corrélation est de 0,33. Les principaux commentaires sont les suivants :

- Le premier axe est très fortement corrélé aux variables caractéristiques des mouvements des terrains : LIEU et ADEF.
- Le deuxième axe principal est corrélé aux variables caractéristiques des dimensions de la structure : NIV et L et aux variables caractéristiques de l'effet de site : P/A.
- Le troisième axe est corrélé aux autres variables caractéristiques de l'ouvrage : FORME et SS.
- Compte tenu du seuil de significacité, la variable illustrative CLA n'est clairement corrélée avec aucun des trois axes.

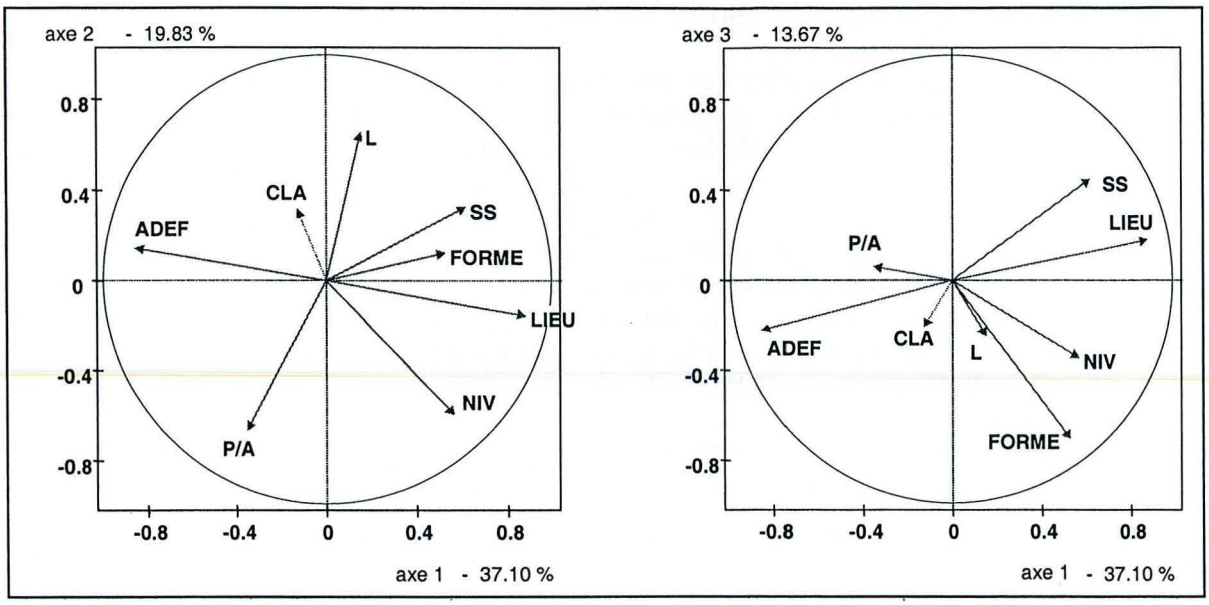


figure 68 : Analyse en composantes principales des individus de la cuvette du Stade à Moutiers.

- **Etude de la cuvette de la rue de Metz à Auboué :**

La figure 69 présente deux cercles des corrélations, permettant d'analyser les trois premiers axes principaux. L'inertie expliquée par le premier axe est deux fois plus importante que celle expliquée par le second et trois fois plus que le troisième. Compte tenu du nombre d'individus (86), la valeur seuil de significacité d'une corrélation est de 0,22. Les principaux commentaires sont les suivants :

- Le premier axe est très fortement corrélé aux variables caractéristiques des mouvements des terrains : LIEU et ADEF, PENTE, ZONE.
- Les deuxième et troisième axes principaux sont corrélés à la variable caractéristique des dimensions de la structure : L et à la variable caractéristique de l'effet de site : P/A.
- La classe de dégradation ne semble corrélée qu'à l'axe caractéristique de la structure et de l'effet de site.

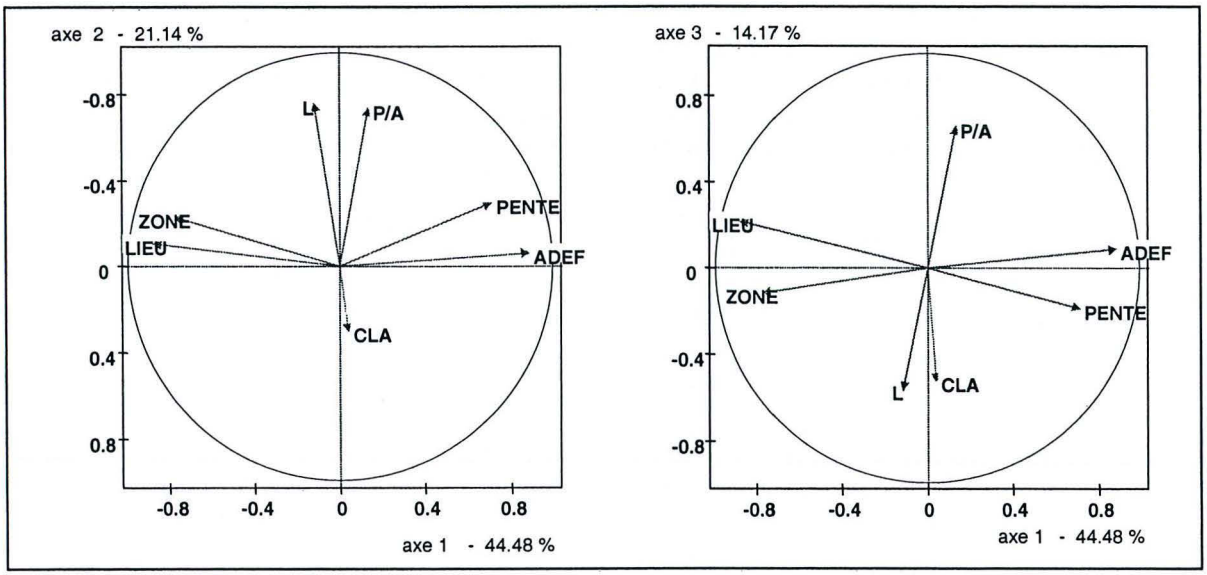


figure 69 : Résultats de l'analyse en composantes principales de la cuvette de la rue de Metz à Auboué ; représentation des cercles des corrélations dans les plans 1-2 et 1-3.

- **Etude de la cuvette de la cité Coinville à Auboué :**

La figure 70 présente deux cercles des corrélations, permettant d'analyser les trois premiers axes principaux. L'inertie expliquée par le premier axe est deux fois plus importante que celle expliquée par le second et troisième axes. Compte tenu du nombre d'individus (78), la valeur seuil de significacité d'une corrélation est de 0,23. Les principaux commentaires sont les suivants :

- Le premier axe est très fortement corrélé aux variables caractéristiques des mouvements des terrains : LIEU, ADEF et PENTE. En revanche, la variable ZONE ne l'est pas.
- Les deuxième et troisième axes principaux sont corrélés à la variable caractéristique des dimensions de la structure : L et à la variable caractéristique de l'effet de site : P/A.
- La classe de dégradation semble corrélée, à part égale, au premier axe et au second.

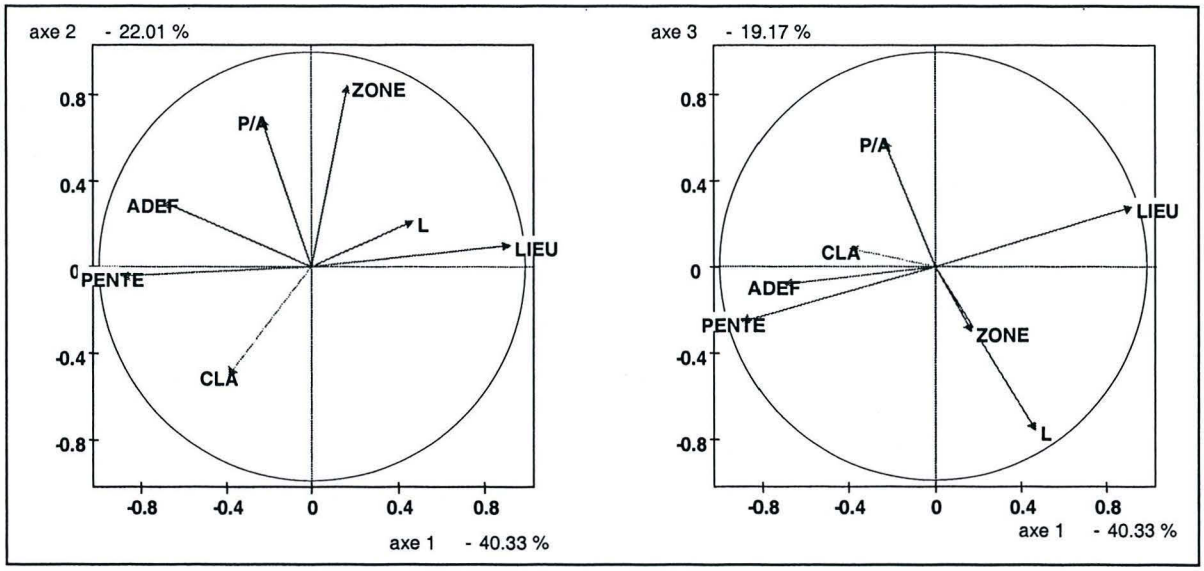


figure 70 : Résultats de l'analyse en composantes principales de la cuvette de la cité Coinville à Auboué ; représentation des cercles des corrélations dans les plans 1-2 et 1-3.

- **Etude de la cuvette de Roncourt :**

La figure 71 présente deux cercles des corrélations, permettant d'analyser les trois premiers axes principaux. L'inertie expliquée par le premier axe est deux fois plus importante que celle expliquée par le second et troisième axes. Compte tenu du nombre d'individus (13), la valeur seuil de significacité d'une corrélation est de 0,63. Les principaux commentaires sont les suivants :

- Le premier axe est très fortement corrélé aux variables caractéristiques des mouvements des terrains : LIEU, ADEF et ZONE. En revanche, sur cet axe, le signe de la corrélation de ADEF et celui de LIEU sont identiques alors que leur effet sur le processus de dégradation est opposé (une dégradation importante correspond à une forte valeur de ADEF mais à une faible valeur de LIEU).
- Le deuxième axe est corrélé à la variable ADEF, caractéristique des mouvements des terrains, et aux variables caractéristiques des dimensions de la structure et de l'effet de site : L et P/A.
- Le troisième axe est corrélé à la PENTE et à P/A
- La classe de dégradation ne semble corrélée à aucun des axes compte tenu du seuil de signification des corrélations adopté.

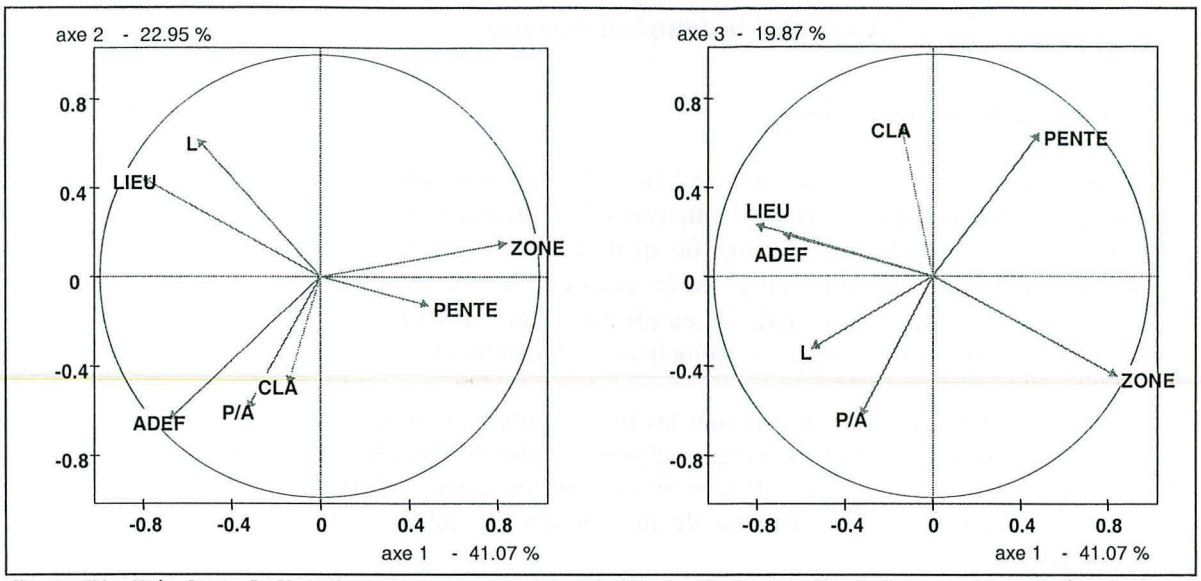


figure 71 : Résultats de l'analyse en composantes principales de la cuvette de Roncourt ; représentation des cercles des corrélations dans les plans 1-2 et 1-3.

- **Commentaires et synthèses des analyses en composantes principales :**

Les principaux points communs de ces analyses sont les suivants :

- Le premier axe principal apparaît fortement corrélé aux mouvements des terrains.
- Il existe une corrélation importante entre la classe de dégradation et ce premier axe.
- Les variables caractéristiques de la structures sont moins corrélées à la classe de dégradation.
- Les variables caractéristiques de la courbure des terrains et de la distorsion de la structure sont fortement corrélées entre elles et plus modérément corrélées à la variable ADEF. Par railleurs, toutes trois étaient fortement corrélées à un même axe factoriel (cuvette de Moutiers-Haut, figure 67). L'ensemble justifie leur abandon pour les autres cuvettes ainsi que l'hypothèse que la variable ADEF permet d'englober leurs effets.
- L'inclinaison des bâtiments, mesurée par les experts, est très corrélée aux autres mouvements des terrains, ce qui est un moyen de vérification de la validité de la base de données.

Malgré tout, l'analyse en composantes principales n'a pas apporté autant de renseignements qu'on pouvait espérer. En particulier, le deuxième axe principal varie assez considérablement d'une analyse à l'autre.

3.4.2 Analyses factorielles discriminantes

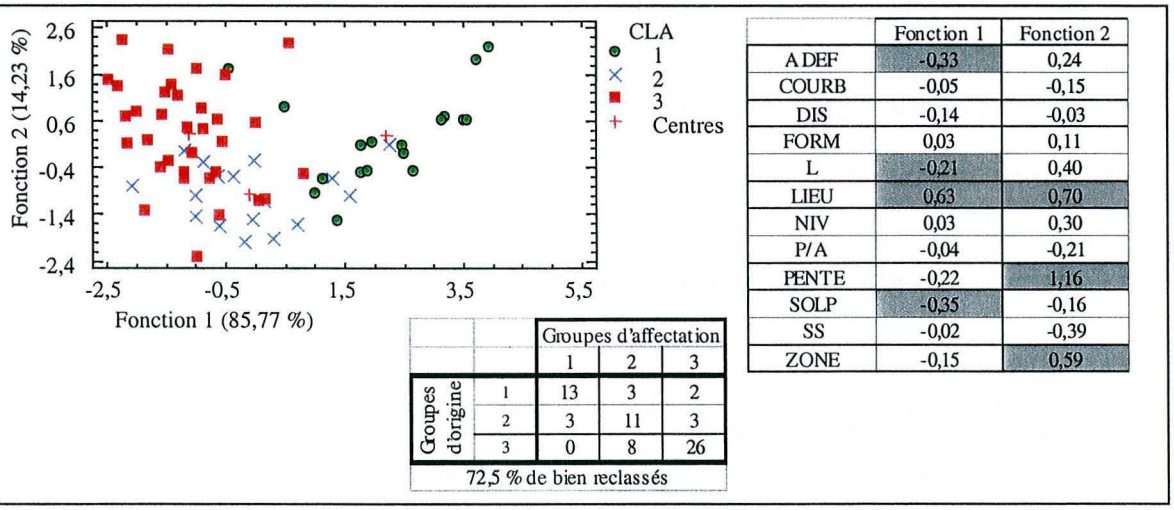
Les analyses factorielles discriminantes ont pour objectif de calculer une combinaison linéaire optimale des variables initiales permettant de discriminer les individus en plusieurs groupes (annexe 4). La méthode consiste à utiliser des individus dont on connaît le groupe d'appartenance (ici la dégradation CLA) pour construire les axes discriminants. Puis l'efficacité des axes est testée en essayant de classer, par leur intermédiaire, des individus dont on connaît la classe réelle d'appartenance. Pour bien faire, les individus ayant participés à la construction des axes ne doivent pas être réutilisés pour leur test. Cependant cette méthodologie impose de fragmenter la base de données en deux parties. Les bases de données de chacune des cinq cuvettes n'étant pas très volumineuses, nous avons choisi une autre technique de vérification. Nous avons mené successivement les cinq études en utilisant tous les individus de chaque cuvette, puis nous avons comparé les axes discriminants. Les résultats, sur les cinq cuvettes, sont présentés sous forme d'une figure montrant la projection des individus sur le plan défini par les deux axes discriminants, la définition des fonctions discriminantes (caractéristiques des axes discriminants) et un tableau présentant les résultats du reclassement des individus avec les fonctions calculées. Dans le tableau décrivant les fonctions discriminantes, nous avons fait apparaître en gris les coefficients les plus importants dont l'interprétation n'est, a priori, pas incohérente et nous avons encadré en gras les coefficients dont l'interprétation semble incohérente.

a- Analyses cuvette par cuvette

▫ **Cuvette de Moutiers-Haut :**

Les individus de la cuvette de Moutiers-Haut ont la particularité d'être caractérisés par un plus grand nombre de variables que les autres. L'analyse discriminante (figure 72) met en évidence un premier axe dont l'inertie importante (86 %) signifie qu'il suffit presque seul, à la discrimination. Le test de son pouvoir discriminant aboutit à un χ^2 de 86 alors que le test de la variable initiale la plus discriminante avait donné un χ^2 de 49 pour LIEU. Les résultats, tant sous forme graphique que numérique, sont très satisfaisants. Nous énumérons ici les principaux commentaires :

- L'axe n°1 permet de discriminer les trois groupes en respectant leur ordre. Plus les valeurs de la fonction n°1 sont faibles (valeurs négatives), plus la dégradation augmente.
- Les variables ADEF, L, LIEU et SOLP sont fortement corrélées avec l'axe n°1 et le signe de leur coefficient dans la définition de la fonction est cohérent. La variable LIEU semble la plus influente.
- Les variables caractéristiques de la distorsion de la structure et de la courbure du terrain n'ont aucun poids dans les axes discriminants, ce qui contribue de nouveau à justifier leur abandon par la suite.
- L'axe n°2 semble discriminer le deuxième groupe, des dégradations fonctionnelles, par rapport aux deux autres. Les variables LIEU, PENTE et ZONE sont les plus corrélées. Mais les signes du coefficient des deux premières sont incompatibles entre eux. Il reste alors la variable ZONE qui semble donc indiquer que la zone de traction est plus défavorable que la zone de compression.
- Les variables caractéristiques de la structure : NIV, SS, FORM ne semblent pas pertinentes.
- Le tableau de reclassement met en évidence un fort pourcentage de biens classés (72,5 %). Mais on constate que les individus mal reclassés d'un groupe le sont principalement dans le groupe adjacent. Cela renforce la pertinence des axes discriminants calculés puisque qu'il existe moins de 3 % d'individus très mal reclassés, c'est-à-dire, ni dans son groupe d'origine, ni dans le groupe adjacent.



	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	-0,33	0,24
COURB	-0,05	-0,15
DIS	-0,14	-0,03
FORM	0,03	0,11
L	-0,21	0,40
LIEU	0,63	0,70
NIV	0,03	0,30
P/A	-0,04	-0,21
PENTE	-0,22	1,16
SOLP	-0,35	-0,16
SS	-0,02	-0,39
ZONE	-0,15	0,59

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	13	3	2
	2	3	11	3
	3	0	8	26

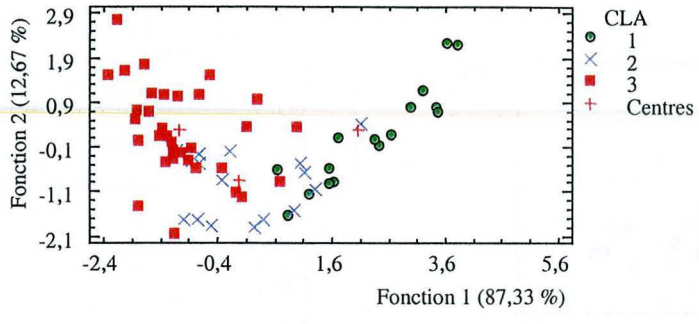
72,5 % de bien reclassés

figure 72 : Analyse discriminante avec toutes les variables de la cuvette de Moutiers-Haut

Dans un second temps, nous avons réalisé une analyse en ne considérant que les variables renseignées dans les autres cuvettes (figure 73). C'est donc cette seconde analyse, plutôt que la première, qui sera comparée à celles des autres cuvettes. Les principales observations sont les suivantes :

- Les résultats de la discrimination sont presque identiques à ceux obtenus avec toutes les variables, tant au niveau des résultats des reclassements, qu'au niveau de la définition des axes discriminants.
- Le test permettant d'évaluer le pouvoir discriminant de l'axe n°1 donne un χ^2 de 78, légèrement plus faible que lorsque toutes les variables interviennent dans l'analyse.

- Les variables pertinentes restent dans l'ordre d'importance LIEU, ADEF et L pour l'axe n°1 et Zone pour l'axe n°2.
- Ces résultats confirment très nettement le faible poids attribué aux variables caractéristiques des structures et de la courbure des terrains ou de l'ouvrage.
- Le pourcentage d'individus très mal reclassés, c'est à dire reclassés dans le groupe opposé, reste inférieur à 5 %.



	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	-0,36	0,23
L	-0,27	0,46
LIEU	0,67	0,74
P/A	-0,10	-0,33
PENTE	-0,22	1,00
ZONE	-0,11	0,61

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	13	3	2
	2	1	12	4
	3	1	7	26
73,9 % de bien reclassés				

figure 73 : Analyse discriminante avec un nombre restreint de variables de la cuvette de Moutiers-Haut

▫ Cuvette du Stade à Moutiers :

La cuvette du Stade à Moutiers a la particularité de ne posséder que des individus des classes de dégradations 1 et 2 et pour lesquels la pente de la cuvette n'a pas pu être évaluée. Avec deux groupes à discriminer, un seul axe discriminant peut être calculé. La représentation graphique devient unidimensionnelle, avec peu d'intérêt et n'a donc pas été représentée (figure 74) :

- La valeur du χ^2 permettant de tester le pouvoir discriminant de l'axe est de 10 alors que la variable initiale la plus discriminante était LIEU avec un χ^2 de 4. Les résultats sont donc beaucoup moins satisfaisants que ne l'étaient ceux de Moutiers-Haut.
- Les variables LIEU et L sont pertinentes, de façon similaire à ce qui avait été observé pour la cuvette de Moutiers-Haut.
- Les variables liées à la structure, FORME et SS, ont une nette importance et leur signe est cohérent avec leur effet escompté.

Pas de projection des individus (un seul axe discriminant)

	Fonction 1
ADEF	-0,03
FORME	-0,59
L	-0,38
LIEU	0,92
NIV	0,11
P/A	0,03
SS	-0,41

		Groupes d'affectation	
		1	2
Groupes d'origine	1	13	6
	2	6	15
70 % de bien reclassés			

figure 74 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette du Stade à Moutiers.

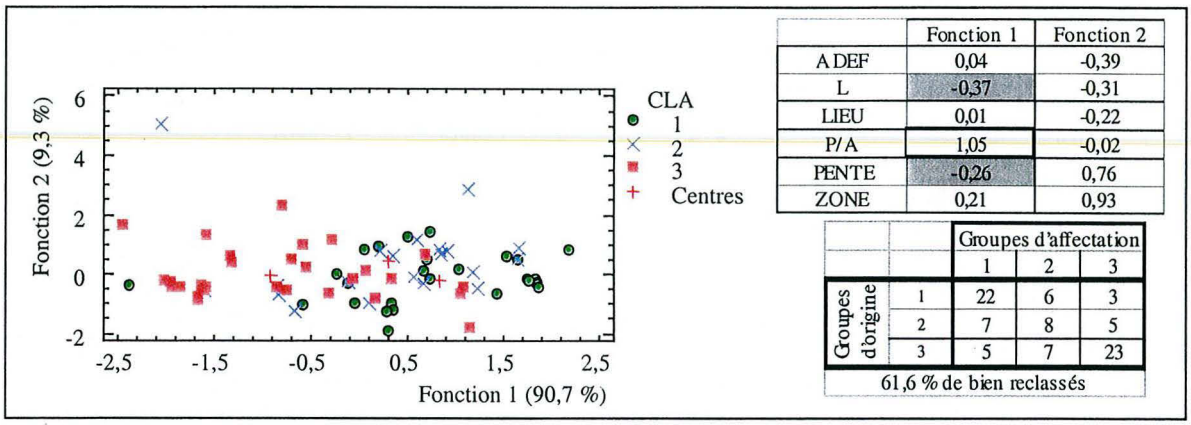
▫ Cuvette de la rue de Metz à Auboué :

L'analyse de la cuvette de la rue de Metz à Auboué aboutit à des résultats peu encourageants (figure 75). Sur les deux axes discriminants calculés, seul le premier est pertinent vu son inertie et la répartition des centres de gravité.

- L'axe n°1 a été testé avec un χ^2 de 44, alors que la variable initiale la plus discriminante était P/A avec un χ^2 de 33. Le poids donné à cette variable dans la fonction discriminante est d'ailleurs très élevé, ce qui se révèle problématique. Premièrement cette variable devrait rester secondaire par rapport aux mouvements des terrains, ce qui n'est pas le cas, deuxièmement le signe de son coefficient est incohérent avec l'effet escompté. L'analyse semble en effet montrer que plus la

structure est inclinée par rapport à la plus grande pente de la cuvette et meilleur est la résistance de l'ouvrage alors que des phénomènes de torsion complexes sont à craindre dans ce cas.

- L'axe n°1 respecte l'ordre des classes de dégradation en affectant une classe d'autant plus élevée que la valeur de la fonction discriminante est faible (valeur négative). Deux variables, L et PENTE, restent nettement corrélées à cet axe tout en ayant des signes cohérents avec l'effet escompté.



	Fonction 1	Fonction 2
A DEF	0,04	-0,39
L	-0,37	-0,31
LIEU	0,01	-0,22
P/A	1,05	-0,02
PENTE	-0,26	0,76
ZONE	0,21	0,93

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	22	6	3
	2	7	8	5
	3	5	7	23

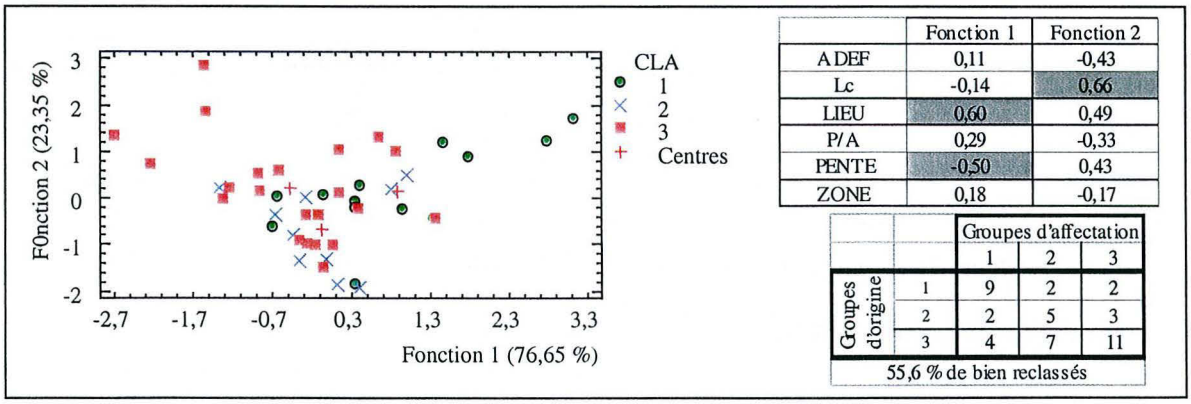
61,6 % de bien reclassés

figure 75 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette de la rue de Metz à Auboué.

Une seconde analyse (figure 76) a été menée en considérant cette fois la longueur cumulée des structures accolées "L_c". Nous rappelons que cette variable consiste à regrouper toutes les constructions accolées sous un individu unique de grande longueur. Tout en donnant des résultats encore moins bons en terme de pourcentage d'individus correctement reclassés, cette analyse est nettement plus satisfaisante :

- L'ordre des groupes est respecté sur l'axe n°1 et les variables ayant un poids important sont LIEU et PENTE avec un signe cohérent.
- La variable P/A qui était très importante dans l'analyse précédente, sans qu'une justification puisse être apportée, ne l'est plus ici.
- L'axe n°2 permet de discriminer les individus du deuxième groupe par rapport aux deux autres.

Cependant, l'effet "positif" du regroupement des constructions accolées n'a probablement pas pour origine la pertinence du regroupement, vis-à-vis de la prévision des dégradations, mais plutôt la diminution du nombre d'individus et ainsi la simplification du nuage de points.



	Fonction 1	Fonction 2
A DEF	0,11	-0,43
Lc	-0,14	0,66
LIEU	0,60	0,49
P/A	0,29	-0,33
PENTE	-0,50	0,43
ZONE	0,18	-0,17

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	9	2	2
	2	2	5	3
	3	4	7	11

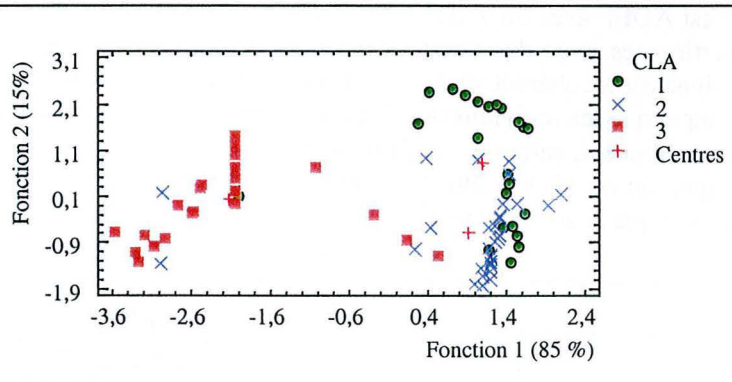
55,6 % de bien reclassés

figure 76 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette de la rue de Metz à Auboué, avec prise en considération des constructions accolées.

- **Cuvette de la Cité Coinville à Auboué :**

L'analyse des individus de la cuvette de la cité Coinville offre des résultats satisfaisants. Les trois groupes sont bien discriminés (figure 77). Les alignements observés sur la figure sont dus à la présence dans cette cuvette de nombreuses structures accolées, dont les variables sont identiques ou varient lentement et continûment d'un ouvrage à l'autre.

- L'axe n°1 permet de discriminer les dégradations structurelles (groupe trois) des deux autres. Le χ^2 qui lui est associé est de 108 alors que la variable initiale la plus discriminante était ZONE avec un χ^2 de 78.
- L'axe n°1 est fortement corrélé aux variables ZONE, PENTE et L avec des signes cohérents pour les deux dernières et un signe de ZONE signifiant que les dégradations structurelles sont dans la zone de compression. En revanche, la variable LIEU a un signe pouvant sembler incohérent, à moins de considérer que l'affaissement est sous-critique. Une valeur importante de cette variable signifie alors que la construction est éloignée du point d'inflexion et donc qu'elle est potentiellement en zone de compression maximale, ce qui serait cohérent avec le signe du coefficient attribué à la variable ZONE.
- L'axe n°2 permet de discriminer les dégradations architecturales (groupe 1) des dégradations fonctionnelles (groupe 2). Le χ^2 qui lui est associé est de 24. Les variables qui lui sont corrélées sont principalement ADEF et LIEU, avec des signes cohérents.
- La table des reclassements présente environ 23 % d'erreurs dont moins de 2 % d'individus très mal reclassés.



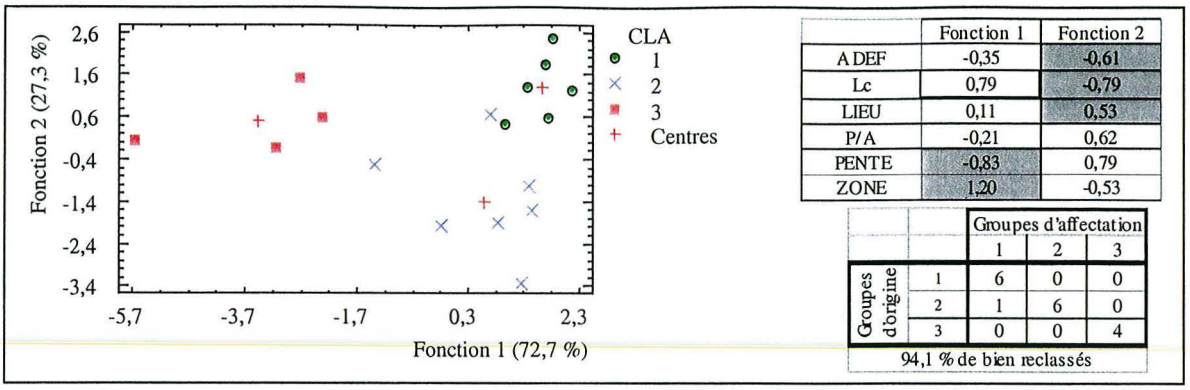
	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	-0,26	-0,64
L	-0,43	0,36
LIEU	-0,42	0,49
P/A	0,00	-0,02
PENTE	-0,54	0,09
ZONE	1,14	-0,11

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	15	7	1
	2	5	23	2
	3	0	3	22
76,9 % de bien reclassés				

figure 77 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette de la Cité Coinville à Auboué.

Une seconde analyse a été menée après avoir regroupé les individus accolés (figure 78). Les groupes sont très bien discriminés, mais il faut reconnaître que le nombre d'individus a considérablement diminué après regroupement.

- L'axe n°1 est assez voisin de celui obtenu sans considérer les structures accolées. Cependant, le signe du coefficient attribué à la longueur L_c est incohérent avec l'effet escompté.
- L'axe n°2 permet de discriminer les dégradations fonctionnelles des dégradations architecturales par l'intermédiaire des variables ADEF, LIEU et L_c dont les signes des coefficients sont tous cohérents.



	Fonction 1	Fonction 2
A DEF	-0,35	-0,61
Lc	0,79	-0,79
LIEU	0,11	0,53
P/A	-0,21	0,62
PENTE	-0,83	0,79
ZONE	1,20	-0,53

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	6	0	0
	2	1	6	0
	3	0	0	4

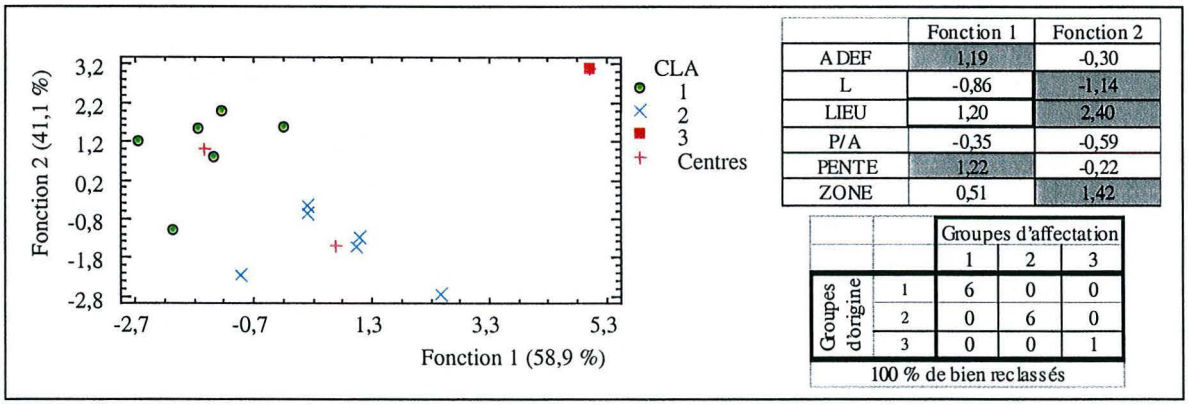
94,1 % de bien reclassés

figure 78 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette de la Cité Coinville à Auboué, avec prise en considération des constructions accolées.

▫ Cuvette de Roncourt :

La cuvette de Roncourt contient peu d'individus dont un seul appartient au groupe des dégradations structurelles. Nous avons malgré tout effectué une analyse discriminante sur trois groupes, mais nous mentionnerons les quelques différences que nous avons obtenues en ne considérant que les individus des deux premiers groupes.

- Les deux axes ont une inertie comparable et un χ^2 respectifs de 22 et 10 alors que la variable initiale la plus discriminante est ADEF avec un χ^2 de 6.
- Toutes les variables sont pertinentes avec des coefficients dont le signe est cohérent, sauf les variables L et LIEU dont le signe est incohérent sur l'axe n°1 mais cohérent sur l'axe n°2.
- L'analyse qui ne prend en compte que les individus des deux premiers groupes donne des résultats similaires, mais L et LIEU interviennent, cette fois ci, de manière cohérente.
- Dans les deux analyses, le signe du coefficient attribué à ZONE semble indiquer que la zone de compression est plus défavorable que la zone de traction.



	Fonction 1	Fonction 2
A DEF	1,19	-0,30
L	-0,86	-1,14
LIEU	1,20	2,40
P/A	-0,35	-0,59
PENTE	1,22	-0,22
ZONE	0,51	1,42

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	6	0	0
	2	0	6	0
	3	0	0	1

100 % de bien reclassés

figure 79 : Analyse discriminante avec les variables de la cuvette de Roncourt.

▫ Commentaires et conclusions :

Les principales conclusions sur ces analyses discriminantes, cuvette par cuvette, sont les suivantes :

- Les principales variables, permettant la discrimination des dégradations, sont LIEU, PENTE, ADEF et L.
- La variable ZONE est souvent pertinente, mais il n'est pas possible de mettre en évidence une zone qui serait toujours plus défavorable que l'autre. Cependant, à chaque fois que cette variable faisait partie des plus corrélées avec l'un des axes discriminants, elle indiquait que la zone de compression était la plus défavorable. Ce résultat peut-être mis sur le compte du caractère légèrement sous-critique des affaissements.

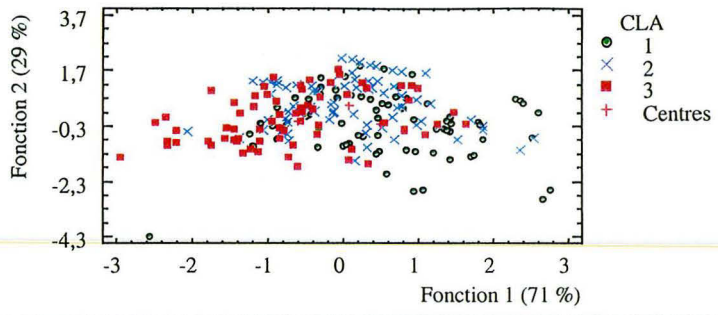
- Les variables associées à la courbure du terrain ou de la structure, COURB et DIS, ne sont pas apparues pertinentes.
- Les variables associées aux structures, NIV, SS et FORME, ne sont pas apparues pertinentes.
- La variable P/A ne semble pas pertinente.
- L'axe le plus discriminant permet en général de séparer les dégradations structurelles des deux autres, alors que le second axe discrimine les dégradations architecturales des dégradations fonctionnelles. Cependant, il n'est pas possible de mettre en évidence des variables qui seraient plutôt corrélées au premier axe et d'autres au second.
- Comparés aux conclusions des analyses en composantes principales, les résultats des analyses discriminantes confirment l'importance des variables ADEF, LIEU et PENTE. En revanche les analyses discriminantes mettent en évidence l'importance de la longueur alors que ce n'était pas le cas des analyses en composantes principales.

b- Analyse des cuvettes ensembles

Nous avons analysé l'ensemble des individus regroupés dans une base de données unique. Les individus de la cuvette du Stade à Moutiers n'ont pas pu y être incorporés du fait de l'absence de renseignements sur la variable PENTE. Pour les quatre autres cuvettes, nous avons considéré les seules variables communes que sont ADEF, L, PENTE, ZONE, LIEU, P/A ainsi que des variables caractéristiques de chaque cuvette avec PROF, AMP et COEF (tableau 32). Quatre analyses ont été réalisées. Les deux premières ne prennent pas en compte les variables caractéristiques des cuvettes et considèrent successivement la longueur L (figure 80-A) et la longueur cumulée L_c (figure 80-B). Les deux suivantes prennent en compte en plus les variables caractéristiques des cuvettes (figure 80-C et D). Les résultats sont présentés similairement aux précédents. Les principaux commentaires sont les suivants :

- Les résultats en terme de reclassement sont globalement assez médiocres, compris entre 53 et 66 %.
- Les variables caractéristiques des cuvettes permettent globalement d'améliorer les résultats des reclassements de 5 % et la variable L_c, qui permet d'englober les structures accolées permet une amélioration d'environ 7 % du reclassement. Ce dernier résultat est probablement lié au fait que la variable L_c a pour conséquence de réduire fortement le nombre d'individus, et en particulier ceux de la cuvette de la rue de Metz qui est celle contenant le plus d'individus et donnant les résultats les plus anarchiques.
- L'axe n°1 permet une discrimination respectant l'ordonnancement des classes de dégradations.
- L'axe n°2 semble impropre à toute utilisation ou commentaire, les centres de gravités des groupes étant trop regroupés. L'inertie qui lui est attribuée est, d'ailleurs, souvent très faible.
- Les signes des coefficients des variables corrélées avec l'axe n°1 sont toujours cohérents, mis à part celui de la variable P/A de la première analyse (figure 80-A). On retrouve le phénomène observé lors de l'analyse de la cuvette de la rue de Metz.
- Les variables les plus pertinentes sont ADEF, PENTE, LIEU et AMP.
- Ni la profondeur de l'exploitation ni coefficient d'amortissement de l'affaissement ne semblent être corrélés aux dégradations. En revanche, on retrouve l'importance du ratio A_n/H dénommé, pour l'étude, AMP

A : analyse **sans** les variables caractéristiques de la cuvette et **avec L**

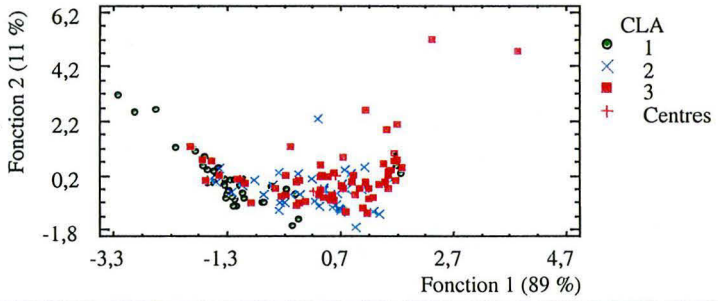


	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	-0,60	0,20
L	-0,31	-0,38
LIEU	0,24	-0,64
P/A	0,69	0,47
PENTE	-0,33	-0,18
ZONE	0,01	0,54

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	40	22	19
	2	18	38	18
	3	14	18	42

53 % de bien reclassés

B : analyse **sans** les variables caractéristiques de la cuvette et **avec Lc**

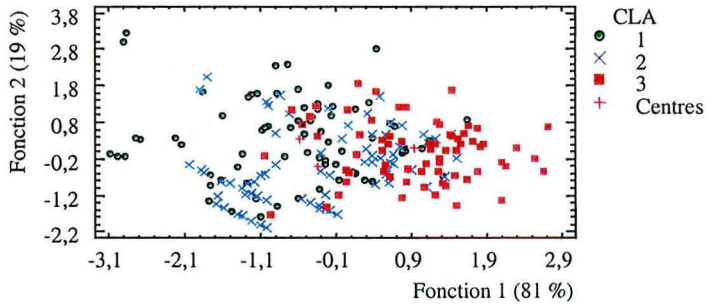


	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	0,61	0,11
Lc	0,03	0,01
LIEU	-0,34	0,68
P/A	0,02	-0,35
PENTE	0,44	0,88
ZONE	0,05	0,25

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	34	6	3
	2	9	21	10
	3	8	20	33

61 % de bien reclassés

C : analyse **avec** les variables caractéristiques de la cuvette et **avec L**

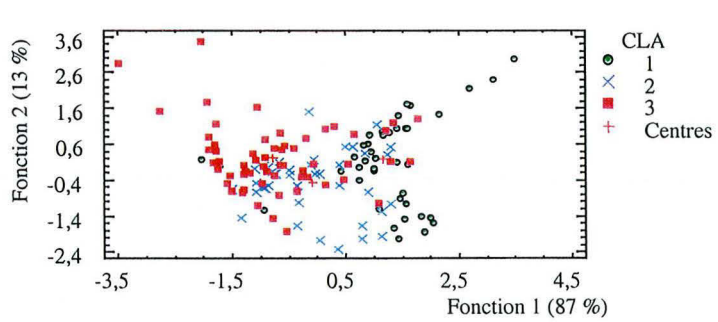


	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	0,39	-0,37
L	0,28	0,31
LIEU	-0,52	0,50
P/A	-0,56	-0,21
PENTE	0,04	-0,06
ZONE	0,14	-0,37
AMP	0,83	0,18
COEF	-0,06	0,14
PROF	-0,24	0,05

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	40	24	14
	2	12	36	24
	3	12	7	55

58,5 % de bien reclassés

D : analyse **avec** les variables caractéristiques de la cuvette et **avec Lc**



	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	-0,54	-0,08
Lc	-0,22	0,33
LIEU	0,44	0,57
P/A	0,01	-0,28
PENTE	-0,35	0,60
ZONE	-0,02	0,19
AMP	-0,69	0,02
COEF	0,22	0,40
PROF	0,11	-0,59

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	35	5	3
	2	8	20	12
	3	9	11	41

66,5% de bien reclassés

figure 80 : Analyses discriminantes avec les variables de toutes les cuvettes

3.4.3 Analyses par segmentation

Les analyses par segmentation consistent à construire un arbre de décision binaire permettant une discrimination des individus en plusieurs groupes (annexe 4). Comme pour l'analyse discriminante, nous avons utilisé tous les individus d'une base pour élaborer les arbres de décision. La vérification des résultats se fait alors grâce à la comparaison des arbres obtenus pour les cinq cuvettes d'affaissement. Les résultats, cuvette par cuvette, présentent les arbres et qui mettent en évidence les variables utilisées et les classes de dégradation auxquelles aboutit la méthode. Les arbres présentés ne sont qu'une portion de l'arbre complet, car nous n'avons pas conservé les branches contenant soit trop peu d'individus (moins de 5 en moyenne), soit qui ne permettaient pas une discrimination franche et évidente des dégradations.

- **Cuvette de Moutiers-Haut :**

La figure 81 présente l'arbre qui met en évidence l'importance des variables PENTE et ADEF. Tous les embranchements sont cohérents avec nos connaissances de l'effet de chacune des variables. Par ailleurs, la méthode permet de mettre en évidence une situation d'ambiguïté vis-à-vis de la classe de dégradation intermédiaire, lorsque la pente est inférieure à 1 % et l'amplitude des déformations ADEF est inférieure à 0,71.

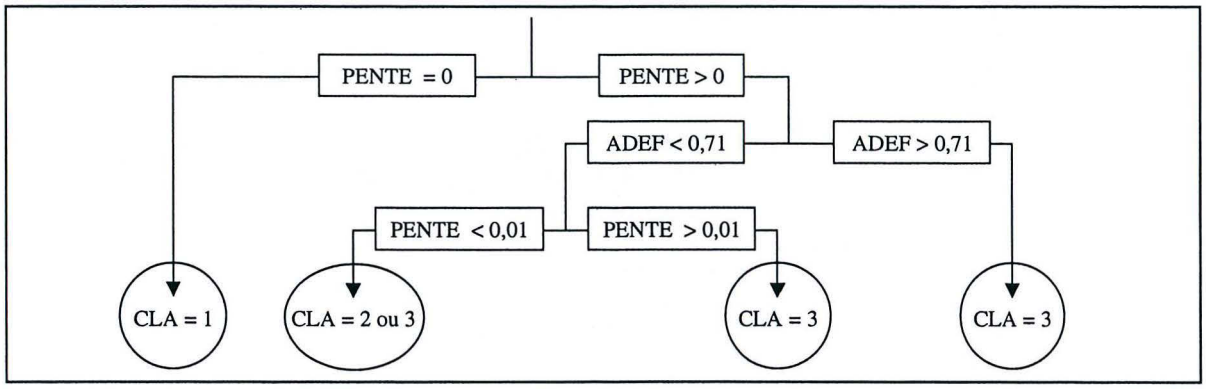


figure 81 : Arbre de décision pour les individus de la cuvette de Moutiers-Haut.

- **Cuvette du Stade à Moutiers :**

La figure 82 montre l'arbre de décision qui permet de discriminer nettement les classes de dégradations architecturales (CLA = 1) et fonctionnelles (CLA = 2), ainsi que les situations ambiguës. Les résultats amènent à penser que la variable ADEF pourrait être mieux adaptée aux petites constructions et la variable LIEU aux grandes.

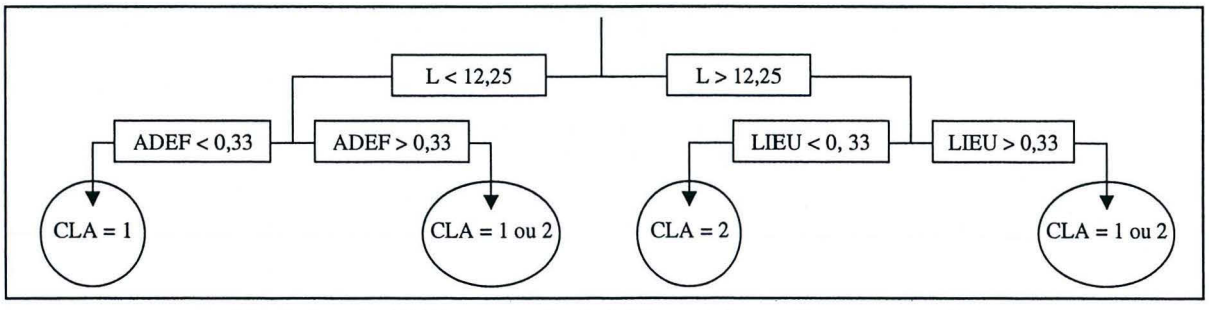


figure 82 : Arbre de décision pour les individus de la cuvette du Stade à Moutiers.

- **Cuvette de la rue de Metz à Auboué :**

Cette cuvette n'a donné aucun résultat intéressant. En particulier, l'analyse donne un poids considérable à la variable P/A, conformément à ce qui avait déjà été observé avec les analyses discriminantes. Les analyses que nous avons réalisées sans prendre en compte cette variable n'ont pas été concluantes.

- **Cuvette de la cité Coinville à Auboué :**

La figure 83 présente l'arbre de décision obtenu avec les individus de la cité Coinville à Auboué. La zone de compression (ZONE = -1) est associée aux dégradations structurelles (CLA = 3). En zone de traction, les variables PENTE et L permettent de discriminer les dégradations architecturales ainsi que des situations plus ambiguës. Cependant l'ambiguïté se situe toujours entre des classes adjacentes. On retrouve donc le caractère hiérarchique de la variable CLA.

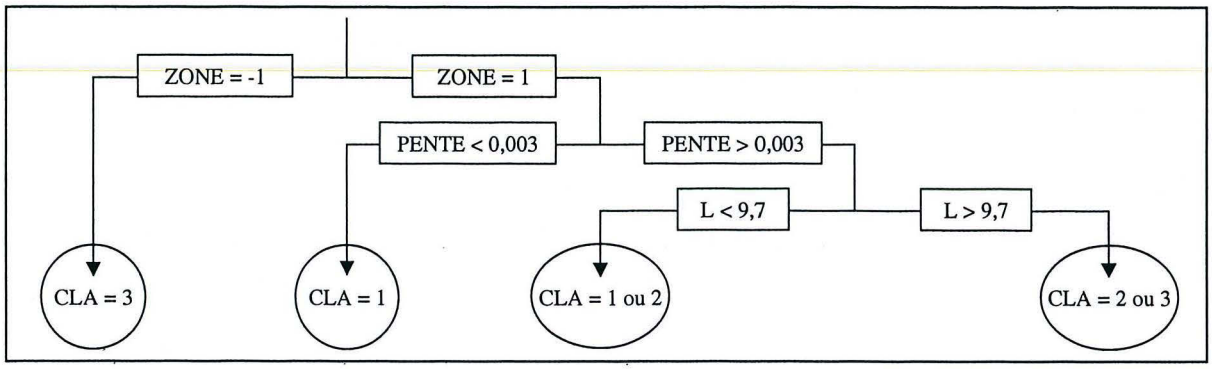


figure 83 : Arbre de décision pour les individus de la cuvette de la cité Coinville à Auboués.

- **Cuvette de Roncourt :**

La figure 84 présente le résultat obtenu sur la cuvette de Roncourt. La seule variable utilisée pour discriminer les dégradations architecturales des dégradations fonctionnelles est P/A. Cette dernière n'apparaissait pourtant pas dans l'analyse discriminante.

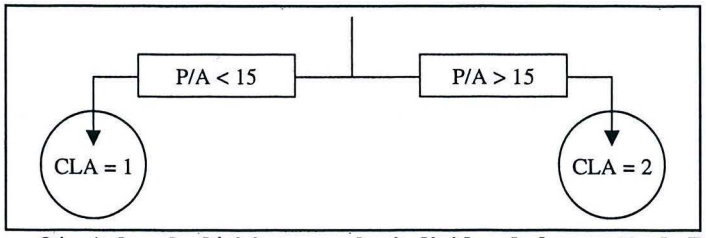


figure 84 : Arbre de décision pour les individus de la cuvette de Roncourt.

- **Synthèse des analyses par segmentation :**

Les principaux commentaires sont les suivants :

- Les variables apparaissant au moins une fois dans une des analyses sont ADEF, LIEU, ZONE, PENTE, L et P/A.
- Les variables caractéristiques de la structure n'apparaissent pas (FORME, SS, NIV, DIS).
- Il existe des zones d'ambiguïtés entre les dégradations architecturales et fonctionnelles ou entre les dégradations fonctionnelles et structurelles.
- Dans deux analyses, une longueur seuil voisine de 10 m a été observée.

3.5 Synthèses et conclusions

Les études statistiques, dans leur ensemble, ont consisté à rechercher les relations entre différentes variables afin de mettre en évidence celles qui discriminent au mieux les dégradations. La synthèse de ces résultats conduit à les comparer afin d'en dégager les traits communs. Cette étape est présentée dans le tableau 39. Par ailleurs, il est particulièrement intéressant de comparer cette synthèse avec les méthodes de prévision des dégradations issues de l'analyse bibliographique. Nous avons donc rassemblé dans le tableau 40 l'ensemble des méthodes de prévision des dégradation, y compris nos résultats de l'analyse statistique, afin de comparer le poids attribué à chaque variable.

- **Synthèse des analyses statistiques :**

Le tableau 39 récapitule l'ensemble des analyses discriminantes (notées D ou D_c lorsque c'est la longueur Lc qui a été considérée) ou par segmentation (notées S) pour l'ensemble des cuvettes prises séparément ou en même temps. Un facteur, évalué de 0 à 4, caractérise pour chacune l'importance de chaque variable dans la discrimination de la classe de dégradation. Une valeur nulle signifie que la variable considérée n'a aucun effet et une valeur de 4, signifie qu'elle a un effet prépondérant. Le signe a une importance puisqu'un signe positif signifie que les dégradations augmentent avec l'accroissement de la variable. Enfin, une dernière colonne de synthèse fait le bilan de tous les résultats. Les principales conclusions sont les suivantes :

- Six variables apparaissent corrélées aux dégradations de manière récurrente : la longueur L, la pente de la cuvette PENTE, l'amplitude des déformations ADEF, la position de l'ouvrage par rapport au point d'inflexion LIEU, la zone dans laquelle se trouve la structure ZONE et le ratio entre l'affaissement maximal et la profondeur de l'exploitation AMP.
- Trois variables semblent corrélées, sans que ce soit flagrant : la présence d'un sous-sol SS, la forme favorable ou non de la construction FORME et la profondeur de l'exploitation PROF.
- Quatre variables ne semblent pas corrélées aux dégradations : le nombre d'étages NIV, le coefficient d'amortissement de l'affaissement COEF, la courbure des terrains COURB et l'angle de distorsion de la structure DIS.
- Deux variables ont un effet indéterminé : la pente initiale des terrains SOLP et l'orientation de la structure par rapport à la direction de plus grande pente de l'affaissement P/A.
- Les signes affectés au coefficient caractérisant l'effet de ZONE, indique que dans tous les cas, sauf Moutiers, la zone de compression de la cuvette est plus défavorable que celle de traction.
- La variable LIEU apparaît dans la colonne de synthèse comme la meilleure variable discriminante.

tableau 39 : Synthèse des analyses statistique et poids respectif de chaque variable (%).

	Moutiers-Haut		Stade		Rue de Metz		Cité Coinville			Roncourt		Ensemble	Synthèse
	D	S	D	S	D	D_c	D	D_c	S	D	S	D	
L	2	0	3	3	2	1	1	1	2	0	0	1	2
NIV	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	0
SS	0	0	2	0	-	-	-	-	-	-	-	-	1
FORME	0	0	3	0	-	-	-	-	-	-	-	-	1
PENTE	1	4	-	-	2	3	2	2	2	3	0	2	3
COURB	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
DIS	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
ADEF	3	2	0	2	0	0	1	1	0	3	0	3	2 à 3
LIEU	-4	0	-4	-2	0	-4	0	-1	0	-2	0	-3	-3
P/A	0	0	0	0	-4	0	0	1	0	0	2	-2	?
SOLP	3	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	?
ZONE	1	0	-	-	-1	-1	-4	-4	-3	-1	0	0	-1
PROF	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-1	-1
AMP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	4
COEF	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0

Poids des variables : 0 → aucun, 1 → faible, 2 → moyen, 3 → important, 4 → prépondérant, ? → indéterminé
D : analyse discriminante ; S : analyse par segmentation ; "$_c$" : analyses rtéalisées en prenant en compte la longueur cumulée "L_c"

- **Comparaison avec les méthodes de prévisions exposées lors de l'analyse bibliographique :**

Le tableau 40 récapitule les huit méthodes les plus élaborées, présentées dans la partie bibliographique (chapitre 2.2.3) ainsi que les résultats de l'analyse de la base de données synthétisés dans le tableau 39. Ces méthodes ne faisant pas appels aux mêmes variables, nous avons été obligés de les répartir entre cinq familles de variables caractéristiques de la vulnérabilité du bâti et quatre familles caractéristiques des mouvements du terrain et donc de la sollicitation du bâti.

Pour caractériser la vulnérabilité du bâti les cinq familles de variables sont :

- La forme, qui caractérise l'aspect architectural du bâtiment qui est plus ou moins favorable à sa bonne résistance.
- L'aspect technique du bâtiment, qui caractérise ses matériaux de construction, son système constructif, ses éventuels renforcements...
- Les dimensions de la structure, dans un plan horizontal ou en hauteur.
- Le terrain.
- Les fondations de la structure.

Pour caractériser les mouvements du terrain les quatre familles de variables sont :

- La déformation horizontale du terrain.
- La distorsion de la structure et/ou la courbure du terrain
- La pente du terrain
- La position de la structure par rapport au point d'inflexion "LIEU" qui est une des variables pertinentes mis en évidence par l'analyse statistique.

tableau 40 : Synthèse des critères adoptés pour la hiérarchisation et poids respectif (%).

	NCB (1975) figure 34	Boscardin et Cording (1989) figure 35	Wagner et Schümann (1991) figure 34 et figure 36	Bhattacharya et Singh (1954) tableau 15	Yu et al. (1988) tableau 16	Dzegniuk et al. (2000) tableau 18	Kwiatek (1998) tableau 17	Kwiatek (1998) tableaux 19 à 22	Affaissements lorrains tableau 39
Critères visant à caractériser la vulnérabilité.									
Forme						10	10	15	25
Aspects techniques				100	20	30	40	40	
Dimensions	100	100	100		40	40	30	15	75
Terrain						10	10	15	
Fondations					40	10	10	15	
Critères visant à caractériser l'aléa.									
Déformation horizontale	100	50	50	50	40	33	100	100	33
Distorsion ou courbure		50		50	40	33			0
Pente			50		20	33			33
LIEU									33

La comparaison de ces différentes méthodes aboutit aux conclusions suivantes :

- Les caractéristiques des terrains semblent avoir un poids modeste, probablement car chaque méthode a été élaborée pour un site minier particulier où la nature des terrains en surface devait présenter une relative homogénéité.
- Les aspects techniques des constructions semblent très importants à prendre en compte. Cependant, la base de données qui a été analysée manque de variables caractéristiques de ces aspects. Les résultats encourageants qui ont malgré tout été obtenus permettent d'envisager la possibilité de hiérarchiser la vulnérabilité du bâti assez précisément si les aspects techniques sont intégrés.
- Le type de fondation a très probablement un impact important. Cependant, les ouvrages étudiés sont principalement des habitations dont le type de fondation est souvent identique (semelles filantes en béton ou agrandissement de la largeur des murs porteurs en moellons), alors que la superstructure peut présenter davantage de différences.
- La déformation horizontale est le paramètre le plus pertinent pour caractériser la sollicitation d'une structure.
- Il n'est pas évident que la prise en compte de la distorsion de la structure, provoquée par la courbure du terrain est judicieuse. Sa difficulté à être estimée et les faibles corrélations observées lors d'e l'analyse de la base de données contredit l'importance que certaines méthode donnent à ce paramètre.
- La variable LIEU qui n'a jamais été utilisée jusqu'à présent, est simple d'utilisation et pertinente pour hiérarchiser la sollicitation d'une structure bien qu'elle ne corresponde pas explicitement à une sollicitation "fondamentale" ou "théorique" comme c'est le cas pour la déformation, la distorsion ou la pente.

▫ **Conclusions :**

Les affaissements miniers lorrains qui se sont produits entre 1996 et 1999 ont été à l'origine de nombreuses maisons dégradées. Une base de données regroupant des informations sur les structures dégradées, les mouvements de l'affaissement et l'importance des dégradations a été élaborée afin d'être analysée par différentes méthodes statistiques. Cette analyse met l'accent sur la complexité de la question. Néanmoins, elle permet de dégager parmi toutes les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité du bâti, celles qui semblent les plus appropriées au bassin ferrifère lorrain. On a synthétisé les principaux résultats de l'analyse de la bibliographie confirmés par cette analyse de la base de données, les principales contradictions et les principaux résultats novateurs.

Les conclusions suivantes sont en accord avec l'analyse bibliographique :

- L'étude confirme la possibilité de hiérarchiser la vulnérabilité du bâti au moyen d'un nombre de critères restreint.
- L'étude confirme l'importance de la longueur, même lorsque les ouvrages sont globalement des maisons individuelles de dimension modeste.
- L'étude confirme la corrélation entre les dégradations et certains mouvements des terrains : la déformation horizontale du terrain et la pente.
- L'étude confirme l'importance de la forme et/ou de la complexité de l'architecture des constructions.

Les conclusions suivantes sont en désaccord avec l'analyse bibliographique :

- L'étude contredit l'importance donnée à la distorsion de la structure. Notre avis est que la déformation horizontale permet d'englober la caractérisation de la déformation et celle de la courbure des terrains à cause de l'isomorphie entre les deux profils de variation.
- L'étude contredit la pertinence de distinguer plus de trois classes de dégradations du bâti. Les dégradations ont été classées en trois classes dans la base de données et il n'aurait pas été possible de mettre en évidence une quatrième classe nettement définie par rapport aux autres.
- L'étude contredit l'importance de l'alignement des structures par rapport à l'axe de plus grande pente.
- L'étude permet de relativiser la confiance à accorder aux profils de variations théoriques des mouvements du terrain le long de la cuvette. Si les tendances de ces profils sont entièrement respectées, la réalité est bien plus complexe. Ce résultat renforce la conclusion précédente puisqu'il incite à la plus grande modestie dans la précision qu'il est envisageable d'attendre d'une éventuelle méthode de prévision des dégradations d'une structure susceptible d'être soumise à un affaissement minier.

Le point suivant est novateur par rapport à l'analyse bibliographique :

- L'étude a mis en évidence l'importance et l'intérêt de la variable LIEU qui est simple à déterminer et à manier. C'est donc la variable qui semble la plus appropriée à la caractérisation des mouvements des terrains.

L'étude du comportement d'une structure au moyen d'analyses statistiques révèle l'existence de phénomènes d'interaction sol-structures mais ne permet pas leur étude approfondie. L'analyse de ces phénomènes fait l'objet de la partie suivante.

4 Etude des phénomènes d'interaction sol-structure

Les affaissements miniers sont à l'origine d'importants mouvements de la surface du terrain dont la déformation horizontale et la courbure sont les deux principales composantes à l'origine des dégradations du bâti. L'analyse de la bibliographie et les analyses statistiques ont mis en évidence la complexité des phénomènes en jeu. Ces derniers sont principalement appréhendés de manière empirique ou intuitive : proposition de valeurs seuils des mouvements du terrain acceptables par une structure, élaboration de schémas de comportement d'une structure vis-à-vis de mouvements du terrain, méthodes empiriques de détermination de la vulnérabilité du bâti... L'objectif de cette partie est d'étudier plus en détail les phénomènes d'interaction entre les structures et le terrain. Plus précisément, trois questions ont été identifiées :

- **Dans quels cas les mouvements des terrains, déformation horizontale et courbure, se transmettent-ils à la structure ?**

Cette question se pose pour identifier clairement la sollicitation de la structure, de type déplacements imposés ou de type efforts appliqués. La réponse à cette question nécessite la quantification de la raideur équivalente d'une construction et du terrain vis-à-vis de chaque mouvement de l'affaissement. Le terrain étant l'élément moteur du mouvement, si la raideur de la structure est inférieure à celle du terrain, on peut alors prévoir que la structure suivra les mouvements du terrain. Une modélisation analytique a été réalisée dans le but de quantifier cette raideur équivalente.

- **Quel est l'influence des propriétés mécaniques du terrain et des structures sur leur comportement respectif vis-à-vis de chaque mouvement des terrains ?**

Cette question se pose lorsque la rigidité équivalente de la structure est importante et que les mouvements des terrains ne se transmettent pas intégralement à l'ouvrage. Il se produit alors des phénomènes d'interaction sol-structure qu'il est nécessaire d'étudier. Pour quantifier l'importance des propriétés mécaniques du terrain, et des structures sur ces phénomènes, une étude paramétrique a été réalisée au moyen d'une modélisation numérique. La modélisation numérique a permis d'étudier séparément chaque mouvement élémentaire du terrain, à savoir la déformation horizontale et la courbure, ainsi que de faire varier les différentes caractéristiques mécaniques du modèle. Les phénomènes d'interaction sol-structure ont ainsi pu être appréhendés.

- **Lorsque les mouvements des terrains ne se transmettent pas à la structure, comment peut-on appréhender le comportement d'ensemble du terrain et de la construction ?**

Cette question est dans la continuité de la précédente. Elle soulève le problème de l'interaction qui se produit, non seulement, entre l'ouvrage et la structure, mais également entre les différents mouvements des terrains. Pour y répondre, nous avons réalisé une modélisation numérique globale reproduisant une structure et l'affaissement dans son ensemble.

4.1 Evaluation de l'importance des phénomènes d'interaction sol-structure

L'objectif de cette partie est de mettre en place une méthodologie permettant de distinguer les situations où les mouvements du terrain se transmettent à la structure, des autres situations où une interaction se produit. Dans le premier cas, on pourra considérer que l'ouvrage est sollicité par des déplacements imposés, que le géotechnicien est en mesure de prévoir. En revanche, dans le second cas, si une interaction est à craindre, il devient délicat d'estimer la sollicitation de l'ouvrage. Compte tenu de la discrétisation du phénomène adopté (figure 6), il convient de caractériser la raideur équivalente de l'ouvrage et des terrains, vis-à-vis de la déformation horizontale et de la courbure, afin de les comparer. La figure 85 présente cette méthodologie vis-à-vis de la déformation horizontale.

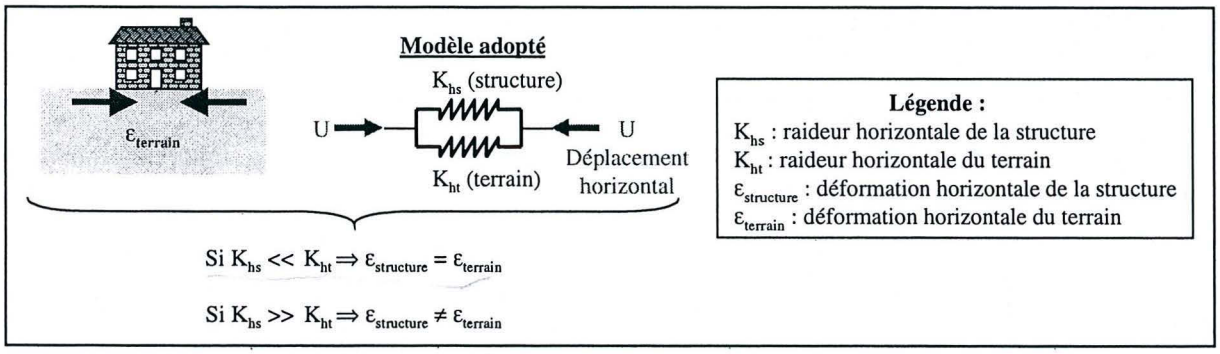


figure 85 : Méthodologie adoptée pour évaluer l'importance des phénomènes d'interaction sol-structure.

4.1.1 Evaluation des phénomènes d'interaction sol-structure en zone de déformation horizontale des terrains.

La méthodologie consiste à quantifier la raideur horizontale des structures "Kh_s" et du terrain "Kh_t" et de les comparer afin de mettre en évidence les situations où les mouvements du terrain se transmettent à la structure (figure 85). Pour ce faire, il est nécessaire de réaliser une typologie du bâti. Pour caractériser la raideur horizontale de chaque modèle de structure, il faut calculer le déplacement horizontal de ses appuis consécutifs à une sollicitation par un effort horizontal. Pour quantifier la raideur du terrain, il est nécessaire d'évaluer le volume de terrain participant à sa propre raideur, autrement dit le volume de terrain pouvant être influencé par les phénomènes d'interaction sol-structure. Nous présentons successivement leur détermination.

a- Détermination de la raideur horizontale d'une structure "Khs"

- **Typologie du bâti :**

La typologie du bâti réalisée n'est pas exhaustive, mais nous avons essayé de caractériser le plus grand nombre de types de constructions avec un nombre réduit de modèles. La figure 86 fait correspondre un modèle de bâti à une description. Nous avons cherché à prendre en compte plusieurs facteurs comme les dimensions de la construction, le type de fondation, le nombre d'étages, la présence d'un sous-sol ou encore la coupe la plus représentative de l'ouvrage. Plusieurs choix et hypothèses ont été faits :

- Les structures ont été modélisées par un assemblage d'éléments poutre, au sens de la résistance des matériaux, ou par des poutres épaisses.
- Les structures reposent sur des appuis caractéristiques de leur liaison avec le terrain. En particulier, nous avons considéré que des fondations ponctuelles étaient susceptibles de se comporter comme des liaisons rotules, à moins d'être nettement enterrées (fondations profondes ou présence d'un sous-sol) auquel cas la liaison était susceptible de se rapprocher d'un encastrement.

- Les structures étudiées possèdent un à deux étages ou un à trois modules dont les assemblages poutres-poteaux ont été considérés encastrés.
- Pour palier au défaut des assemblages de type rotule ou encastrement, qui ont un comportement sans ambivalence, un modèle comportant des appuis et des assemblages munis de raideur a été étudié.

Le plus grand nombre de ces modèles a fait l'objet d'un calcul analytique pour en déterminer la raideur horizontale. Les modèles correspondants à des murs pleins, avec ou sans ouverture, ont été ponctuellement traités par voie numérique.

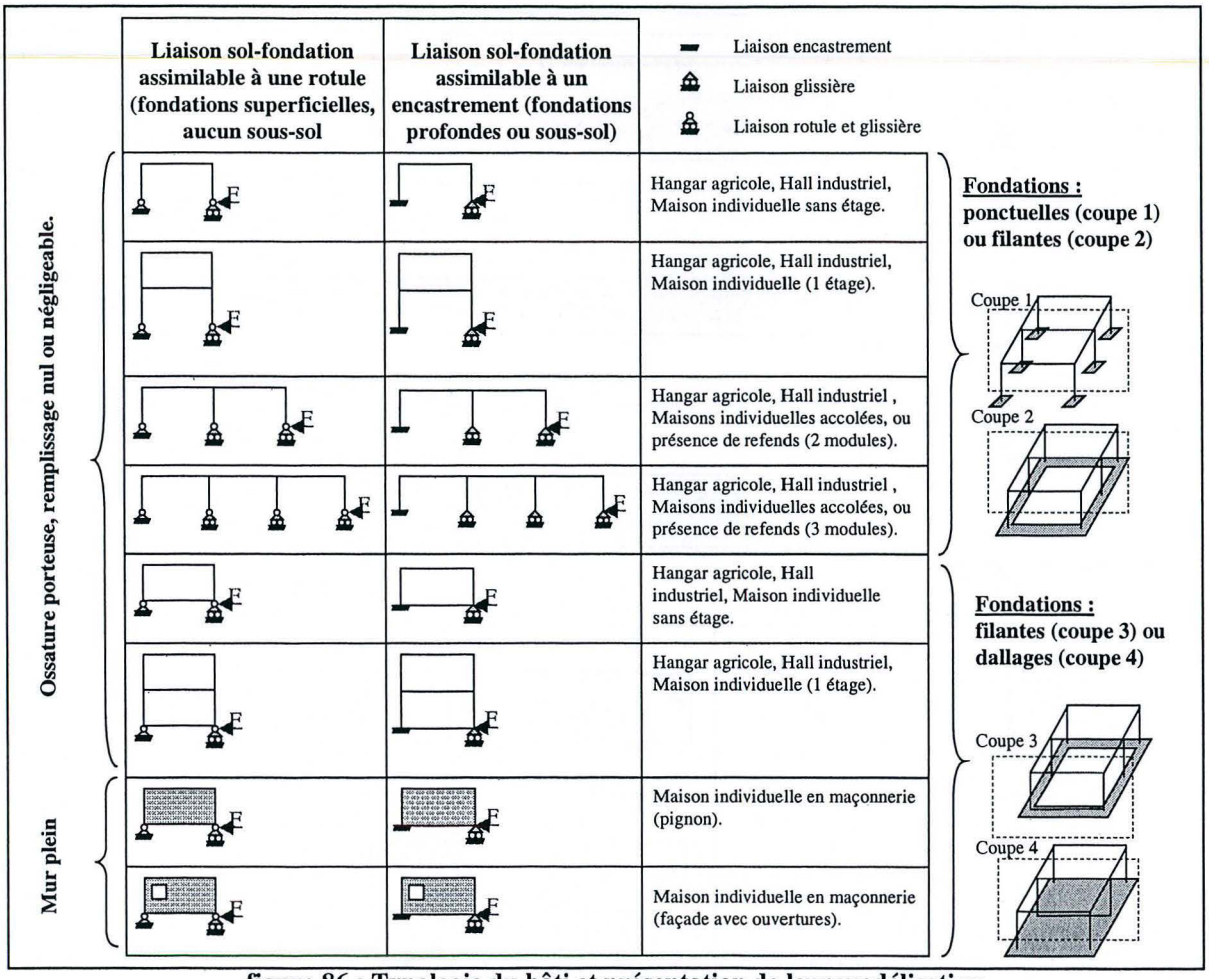


figure 86 : Typologie du bâti et présentation de leur modélisation.

▫ Calculs de la raideur horizontale des modèles de bâti :

La raideur des ouvrages constitués d'un assemblage poutres-poteaux a été calculée et confirmée par deux méthodes courantes pour le calcul des structures (figure 87) : méthode des forces et méthode des déplacements. Les hypothèses et paramètres du calcul sont les suivants :

- Chaque élément poutre est caractérisé par son module de Young "E", son inertie "I" et sa longueur, notée "L" si l'élément est horizontal et notée "h" si l'élément est vertical. Par ailleurs, on définit "a" le rapport h/L de chaque structure.
- Nous avons négligé les déformations d'efforts tranchants et d'effort normal.
- Les modèles dont la géométrie est la plus simple ont été étudiés avec des poutres et des poteaux de propriétés différentes. Les modèles de géométrie plus complexe ont été étudiés avec des poteaux et des poutres de mêmes propriétés.

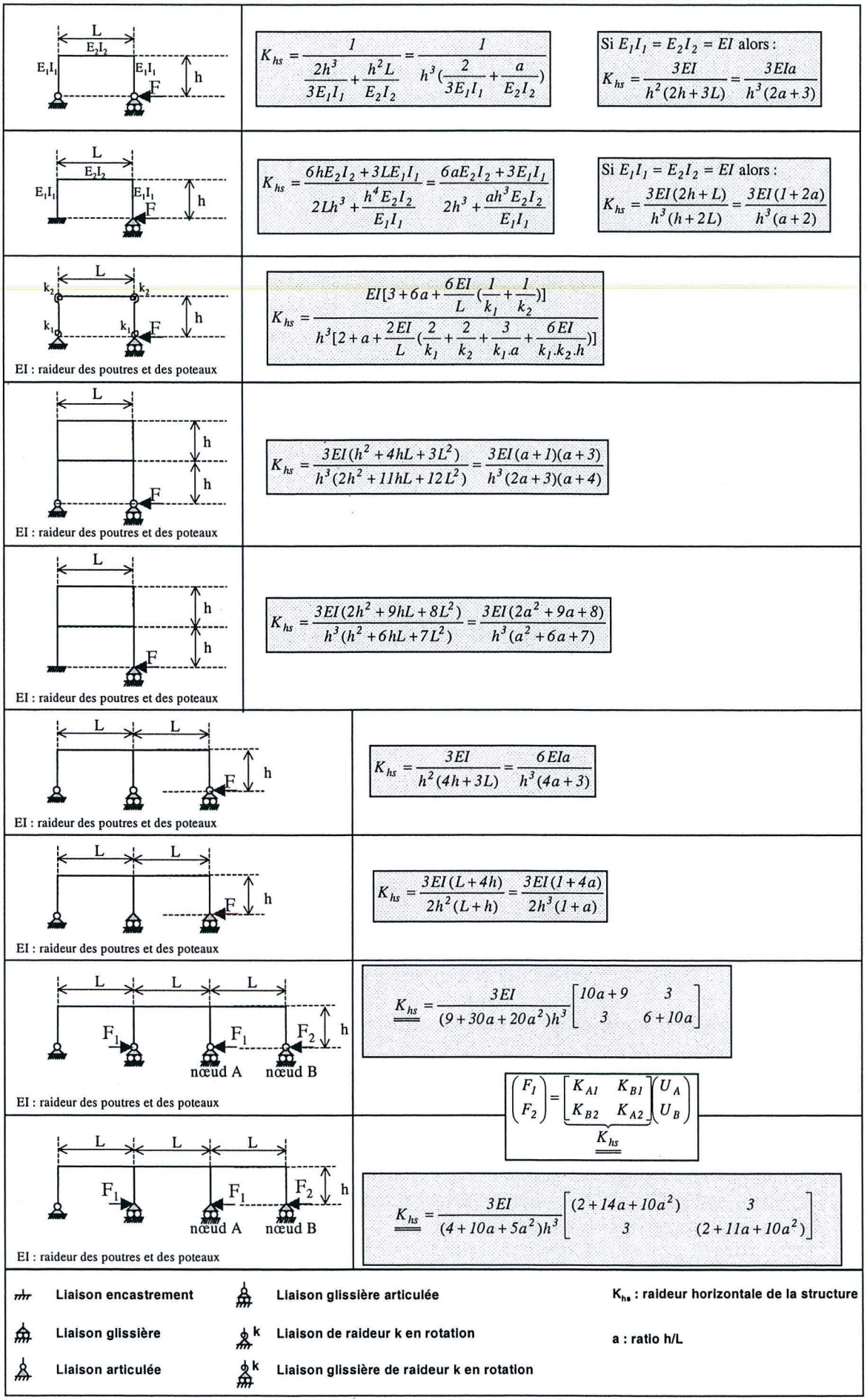


figure 87 : Raideur horizontale calculée pour différents modèles de structures

La figure 87 présente les résultats des calculs analytiques pour les modèles constitués d'assemblages poutres-poteaux. Certains de ces résultats peuvent être visualisés sous forme d'abaque (figure 88) en faisant un certain nombre d'hypothèses supplémentaires.

- On suppose que chaque structure est chargée par un effort uniformément réparti "p" [MN/ml].
- On suppose que la flèche maximale amissible à mi-portée de la poutre est de L/500, ce qui correspond à l'ordre de grandeur de la flèche limite réglementaire (BAEL 91).
- On suppose que la poutre peut être considérée bi-encastrée, et donc que sa flèche maximale théorique sous le chargement réparti "p" est égale à $pL^4/384EI$.

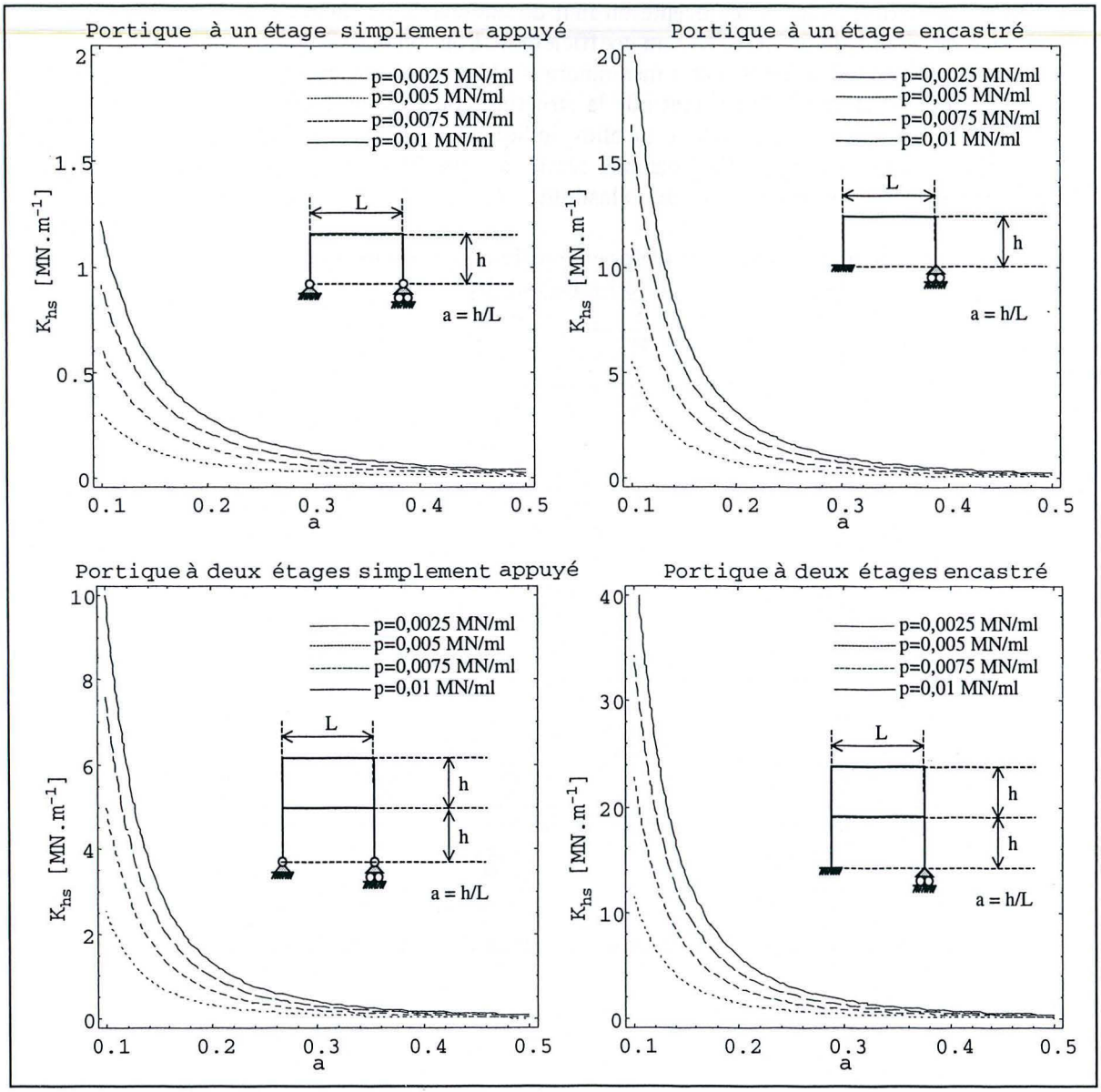


figure 88 : Utilisation d'abaques pour l'évaluation de la raideur horizontale "Khs" de différentes structures.

En supposant que le dimensionnement de la structure correspond à une optimisation des sections, la flèche maximale est proche de sa limite réglementaire. Si on fait l'égalité des flèches théoriques et réglementaires, on tel que $3EI/h^3 \approx 4p/a^3$. L'ensemble des formules peut alors s'exprimer en fonction des seules variables "a" et "p". Il en résulte la possibilité d'exprimer les formules de la figure 87 sous formes d'abaques présentés sur la figure 88.

La raideur des ouvrages constituant un cadre fermé (figure 86) n'a pas été estimée précisément, car elle est dans tous les cas très importante. Un calcul analytique conduit en effet à considérer que seule la poutre inférieure, reliant les deux fondations, est sollicitée par un effort normal. La raideur qui en découle est

donc simplement la raideur vis-à-vis d'un effort normal de la poutre inférieure, ce qui aboutit à des valeurs très supérieures aux raideurs précédentes (figure 87). Ce résultat est confirmé par l'étude d'une structure composée d'une paroi pleine (tableau 41), où il apparaît que quelle que soit l'ouverture considérée dans la paroi, qui maintient l'existence d'un cadre fermé, la raideur de l'ouvrage est très importante.

La raideur des ouvrages constitués de paroi pleine, a été évaluée au moyen d'un calcul numérique. Cette estimation, présentée sur la figure 89 et dans le tableau 41, n'a pas été approfondie puisque tous les résultats amenaient à conclure à la très grande raideur des parois pleines par rapport à n'importe quel portique. Le modèle numérique, calcul par éléments finis, est constitué d'éléments massifs élastiques isotropes. La paroi modélisée représente un mur de hauteur h, de longueur L et d'épaisseur 25 cm. Pour un module de Young de 5000 MPa et un coefficient de Poisson de 0,2, qui sont de l'ordre de grandeur des modules élastiques équivalents d'une maçonnerie (tableau 41), on observe une raideur très importante, comprise entre 60 et 153 $MN.m^{-1}$ tant que la structure constitue un cadre fermé. Ces valeurs n'ont pour seul intérêt que l'ordre de grandeur qu'elles indiquent. L'évaluation grossière qui est faite ici, fait complètement abstraction de l'anisotropie réelle du matériau et de son comportement mécanique beaucoup plus complexe que simplement élastique.

tableau 41 : Raideur d'une paroi pleine en fonction de ses dimensions et de celles d'une ouverture.

E [MPa]	h [m]	L [m]	$h_{ouverture}$ [m]	$L_{ouverture}$ [m]	K_{hs} [$MN.m^{-1}$]
5000	4	8	0	0	153
		16	0	0	83
	2	8	0	0	83
		16	0	0	39
	2	8	1	1	72
			1	4	64
			1	6	59
			1,25	1	60
			1,5 (cadre ouvert)	1	2,7

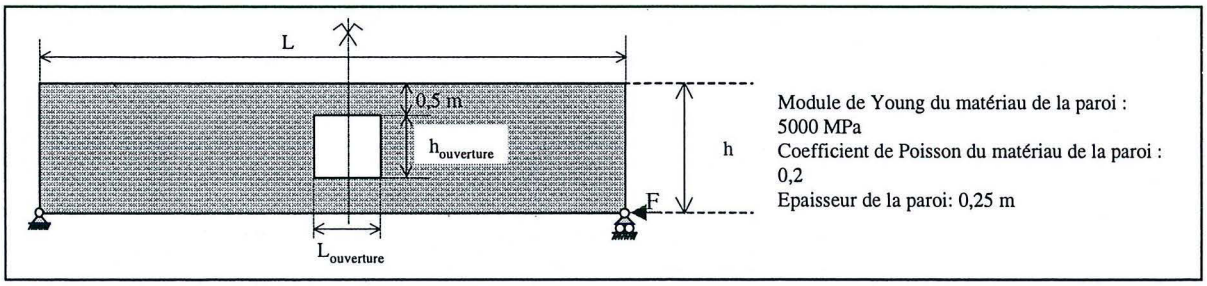


figure 89 : Présentation des dimensions du modèle de paroi pleine.

▫ Synthèse et conclusions :

Les principales conclusions sont les suivantes :

- L'ensemble des structures, constituées d'assemblages poutres poteaux ont une raideur horizontale de l'ordre de quelques méga newton par mètre lorsqu'elles sont simplement appuyées et de l'ordre de la dizaine de MN/m lorsqu'elles sont encastrées (figure 88).
- Les appuis de type encastrement ont une forte influence sur la raideur équivalente de la structure qui est sensiblement multiplié par dix par rapport à des appuis simples.
- La présence de plusieurs étages dans la construction aboutit à une augmentation de la raideur horizontale équivalente de la structure. Le risque d'existence de phénomènes d'interaction sol-structure est accrû.
- Les abaques et les formules doivent être considérés avec circonspection étant donné qu'ils supposent que les propriétés géométriques des poteaux sont identiques à celles des poutres. Dans le cas d'une portée importante de la structure, cette hypothèse conduit à surdimensionner les

poteaux et donc à surestimer la rigidité de l'ouvrage. Les résultats présentés majorent la raideur de la structure.

- Il est possible de prendre en compte la raideur des assemblages entre les éléments poutre de la structure. L'utilisation d'assemblages possédant une raideur en rotation permet de s'adapter à différentes situations.
- Les parois pleines et les cadres fermés (tableau 41 et figure 89) ont des raideurs horizontales de l'ordre de plusieurs dizaines de MN/m. Ils conduisent donc à des raideurs nettement plus élevées que celles des structures de type portique (figure 88). Ce résultat est révélateur de l'importance que peut avoir la présence d'une dalle en partie inférieure de la structure.

b- Evaluation de la raideur horizontale du terrain "Kht"

Conformément à la méthodologie présentée sur la figure 85, il est nécessaire de caractériser la raideur du terrain dans le même système d'unités que la raideur de la structure [$N.m^{-1}$]. Or la quantification de la raideur du terrain dépend de son module élastique ainsi que de ses dimensions. Un terrain réel a une extension quasi infinie dans l'ensemble des trois directions. Si on considère que l'ensemble du terrain est mobilisé pour s'opposer à la raideur de la structure, on obtient immédiatement une raideur quasi infinie quel que soit le module de Young du terrain. La réalité est tout autre puisque seule une partie du terrain est mobilisée dans le processus d'interaction sol-structure. Il s'agit donc de définir l'extension de cette zone d'interaction pour estimer le terrain à prendre en compte dans le calcul de la rigidité équivalente de ce dernier.

Pour ce faire, nous considérons l'hypothèse suivante : si une partie du terrain n'est pas perturbée par la présence de la structure, alors on peut dire que cette partie du terrain ne participe pas à augmenter sa propre rigidité intervenant dans le processus d'interaction sol-structure. Cette hypothèse trouve son fondement dans un théorème énoncé, entre autre, dans le cadre de la mécanique des structures en comportement linéaire et connu sous le nom de "théorème de réciprocité" ou "théorème de Maxwell Betti". Ce théorème démontre que pour une structure (le terrain ici), et pour deux ensembles ou systèmes de forces "F_1" (action de la structure sur le terrain) et "F_2" (action de la déformation horizontale du terrain), le travail des efforts du système 1 dans le champ de déplacement du système 2 et égal au travail des efforts du système 2 dans le champ de déplacement du système 1 (Barraco 1997). En d'autres termes, si l'action de la structure n'engendre pas de déplacements à une certaine distance de cette dernière alors le travail de la sollicitation du terrain est nul dans ce champ de déplacement. D'après le théorème l'inverse est également vrai et la sollicitation du terrain n'engendre pas de déplacement au niveau de la structure puisque le travail de l'action de cette dernière dans ce champ de déplacement doit être nul également.
La délimitation de la zone de terrain à prendre en compte pour le calcul de la rigidité se simplifie donc à la délimitation de la zone de terrain influencée par la présence de la structure. Pour ce faire, on peut faire appel à des connaissances bibliographiques ainsi qu'à des modélisations numériques simples. En particulier, Kwiatek (1998) recommande une connaissance du terrain jusqu'à une profondeur de 3m pour tout projet de construction en zone affaissable ce qui nous renseigne sur la profondeur de terrain fortement perturbée lors de l'interaction.
Un autre moyen est de s'intéresser à la diffusion des contraintes verticales sous une structure. On peut penser que l'interaction sera d'autant plus importante que le poids propre de l'ouvrage influence les contraintes verticales initiales dans le terrain. La formule de Boussinesq (équation 3, Terzaghi 1951), estime la variation des contraintes verticales à différentes profondeurs « z » sous une semelle circulaire de rayon "r" chargée uniformément par "q".

$$\Delta\sigma_Z = q.\left[1 - \frac{1}{\left[1+(r/z)^2\right]^{3/2}}\right] \qquad \textbf{[équation 3]}$$

En considérant une fondation de 10 m de diamètres, qui représenterait la surface au sol d'une maison individuelle, et en considérant une charge moyenne de 0,02 $MN.m^{-2}$, on observe que la variation de contrainte verticale dans le terrain, par rapport à une contrainte verticale initiale estimée par $\gamma.z$, avec "γ" le poids volumique du terrain, est inférieur à 10 % pour une profondeur de 7 m. Ceci est un premier moyen, ajustable aux diverses situations, permettant d'estimer la profondeur du terrain participant à sa

propre raideur. Cependant cette approche s'intéresse au comportement vertical d'un modèle et n'est pas nécessairement transposable à son comportement horizontal. En effet, une élévation de contraintes verticales dans le terrain va engendrer une élévation des contraintes horizontales (conditions oedométriques) alors que l'inverse n'est pas systématique puisque la surface du terrain est libre à l'extérieur de la structure.

Une troisième approche pour estimer la profondeur de terrain mobilisée par l'interaction sol-structure consiste à réaliser une modélisation numérique. On a modélisé un terrain de grandes dimensions, 100 m × 100 m (figure 90). Une fois consolidé par son poids propre, on a bloqué le déplacement horizontal des nœuds de la surface du modèle sur une longueur "L/2" afin de représenter l'influence maximale que peut avoir une structure de longueur "L". On a ensuite imposé une déformation horizontale de compression ou de traction du terrain (+/- 5.10^{-3}). Le terrain avait des propriétés élastoplastiques avec une cohésion nulle, un angle de frottement de 30 degrés, un angle de dilatance de 20 degrés et un module de Young de 30 MPa. On a pu observer, au moyen des courbes d'iso-valeur en déplacement horizontal que la structure avait un impact sur les déplacements dans le terrain sur une profondeur toujours inférieure à "L/2". Plus précisément, on a observé que plus le module de Young du terrain était important et plus une partie importante du terrain était mobilisée.

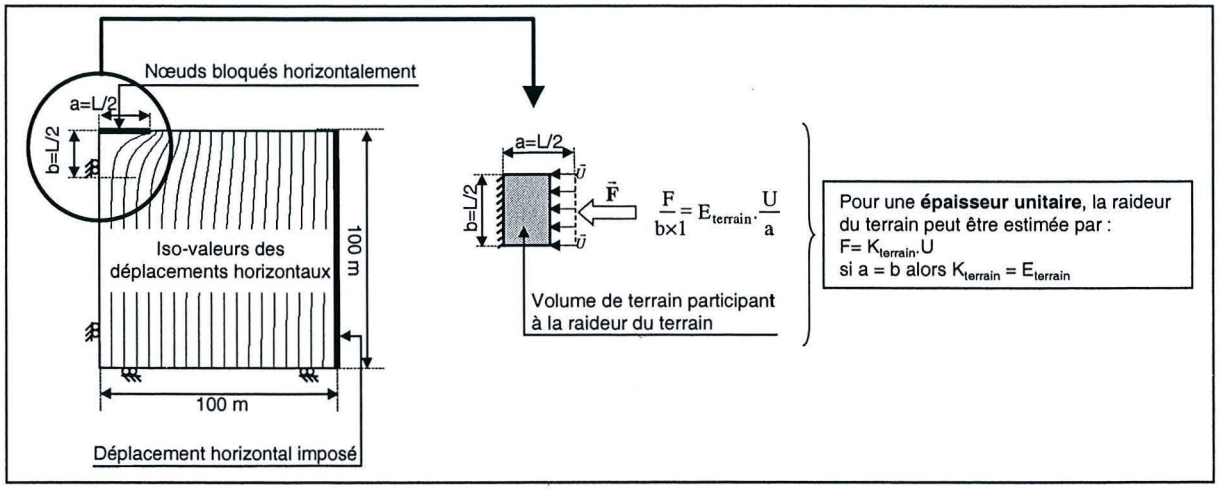


figure 90 : Utilisation d'un modèle numérique pour estimer l'étendue du terrain participant à sa propre raideur horizontale.

Ces trois approches, différentes dans leurs résultats, permettent malgré tout d'évaluer l'étendue du terrain à considérer pour en évaluer une raideur horizontale équivalente. Une profondeur de terrain égale à la longueur de la construction, semblerait être un ordre de grandeur acceptable. La figure 90 montre alors que la raideur du terrain, peut être estimée égale à la valeur de son module de Young.

c- Comparaison des raideurs horizontale d'un bâti et du terrain

L'estimation de la raideur horizontale d'une construction et du terrain a été réalisée sans raffinement, et nous restons lucides sur la signification des grandeurs déterminées. Plutôt qu'une véritable caractérisation, c'est davantage une méthodologie qui est présentée et qui comporte assez de souplesse pour pouvoir être adaptée à des situations diverses. Cependant l'ordre de grandeur des raideurs déterminées peut être comparé dans les perspectives de la figure 85. Pour aider à la comparaison, la figure 91 superpose l'ensemble des résultats préalablement obtenus (raideur des structures et du terrain). Les principales conclusions sont les suivantes :

- Toutes les constructions se comportant sur le modèle d'un portique sont susceptibles d'être souples par rapport au terrain, vis-à-vis d'une déformation horizontale du terrain. Cependant, la raideur des structures est inversement proportionnelle au cube de la hauteur des poteaux. Il peut y avoir des situations pour lesquelles la structure et le terrain ont des raideurs comparables.

- Toutes les constructions se comportant sur le modèle d'une paroi pleine sont susceptibles d'être rigides par rapport au terrain, vis-à-vis d'une déformation horizontale du terrain.
- Les calculs réalisés, montrent l'existence d'une importante amplitude des résultats. Dans tous les cas, il est délicat d'avoir, a priori, un avis tranché sur le comportement souple ou rigide d'une construction.

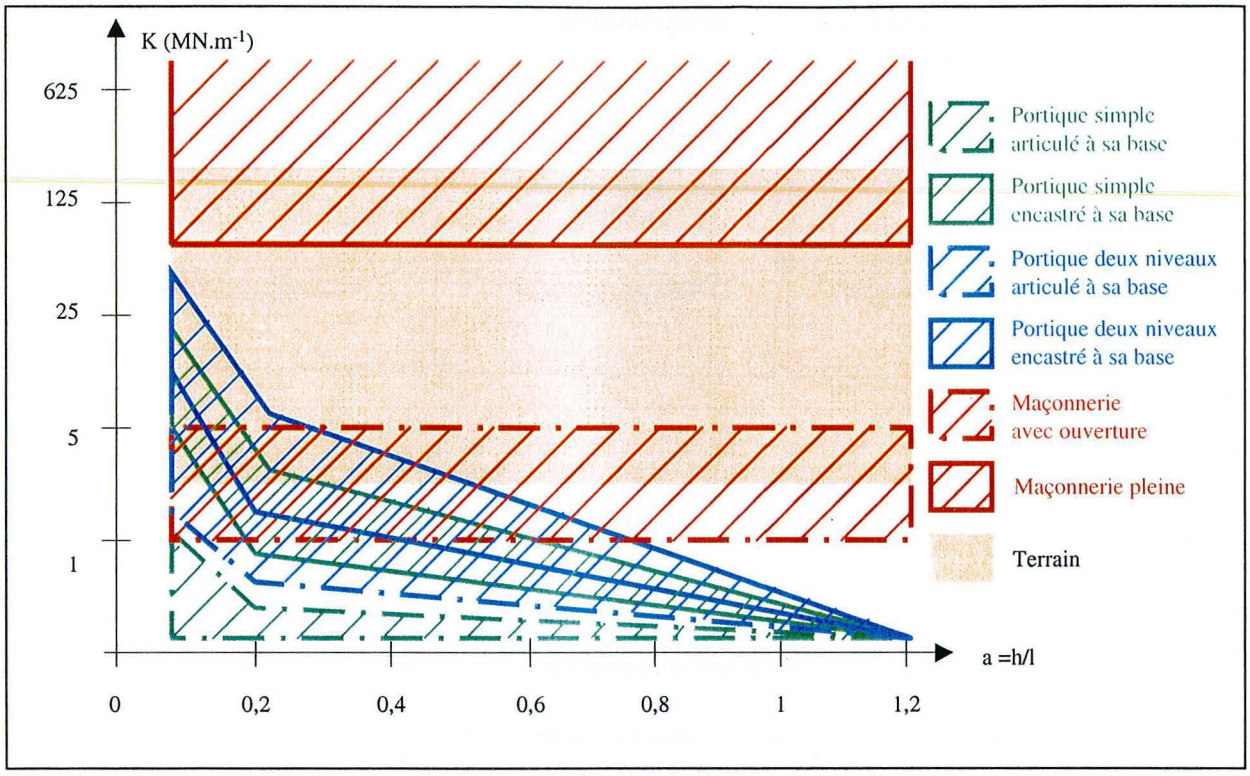


figure 91 : Récapitulatif et comparaison de l'ordre de grandeur des raideurs des structures et du terrain.

4.1.2 Evaluation des phénomènes d'interaction sol-structure en zone de courbure du terrain

Pour étudier les différents comportements possibles en zone de courbure, nous supposons deux étapes dans le phénomène. Dans un premier temps, le terrain se déforme en prenant un contour courbe correspondant à la courbure du terrain sans perturbations occasionnées par la présence d'une structure. Dans un deuxième temps, la structure interagit avec cette courbure selon sa rigidité et son poids. Nous avons mené un raisonnement basé sur le calcul de l'énergie mécanique nécessaire, soit pour imposer la courbure du terrain à une structure, soit pour imposer l'horizontalité d'une structure au terrain initialement courbe (enfoncement du terrain sous le poids propre de la structure). L'idée est que le scénario demandant la plus faible énergie sera le plus probable. La figure 92 présente plus explicitement les scénarios possibles pour une zone concave. Un premier test doit être fait afin de déterminer qui de la structure ou du terrain est le plus déformable. Par ailleurs, dans chaque cas, un second test doit être réalisé afin de vérifier si la structure est en contact uniforme avec le terrain ou bien partiellement décollée du terrain. Quel que soit le scénario le plus probable, le second test consiste à contrôler que les efforts extérieurs et en particulier le poids propre de la structure sont suffisants pour assurer un contact permanent entre le terrain et la structure : soit en permettant la déformation de la structure (structure souple), soit en permettant la déformation du terrain (structure rigide).

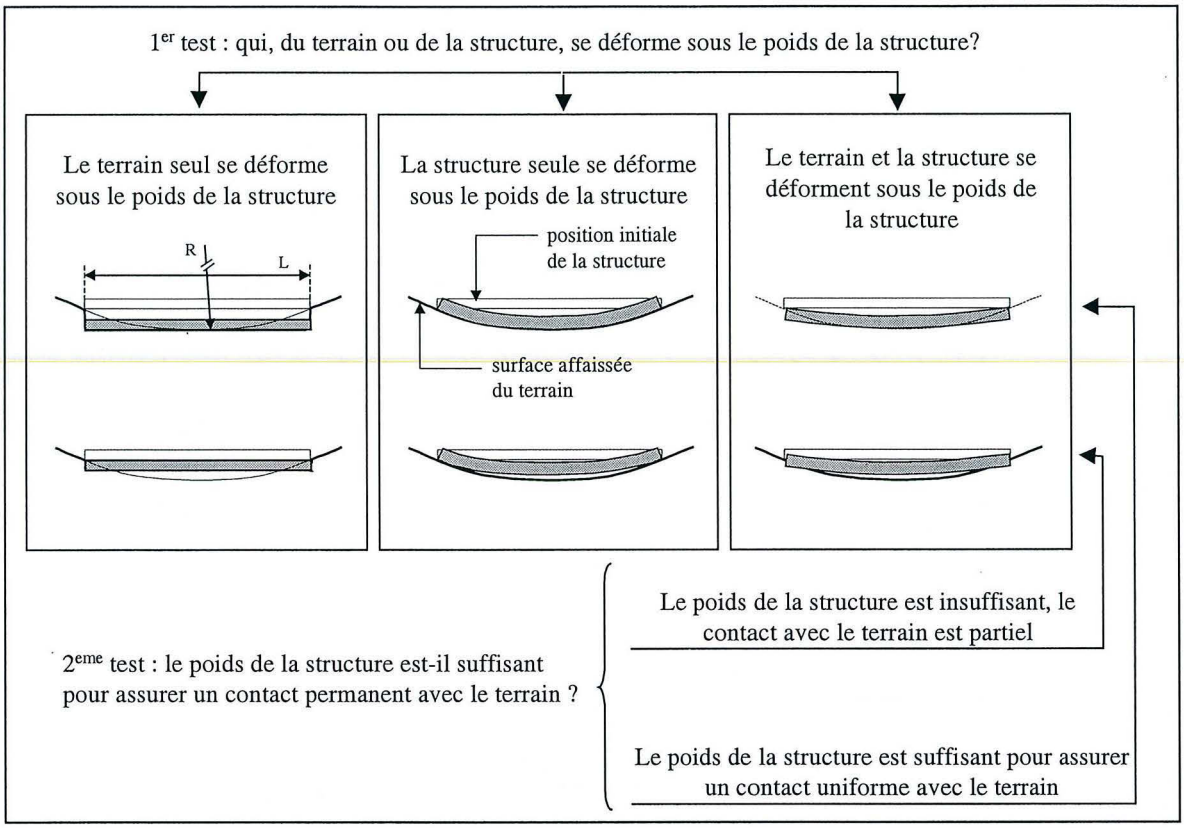


figure 92: Mise en évidence des différents comportements possibles d'une structure en zone de courbure.

Nous présentons successivement les calculs correspondant à la zone concave et à la zone convexe (dont un développement complet figure dans l'annexe 5), les deux étant identiques dans la méthodologie. Un certain nombre d'hypothèses communes ont été adoptées :

- Le terrain a été modélisé par des éléments de rigidité. Nous avons adopté le modèle de Winkler. Ce dernier suppose le terrain élastique et que les éléments de raideur n'interagissent pas entre eux. Chaque ressort n'est ainsi caractérisé que par sa raideur « K ». D'autres modèles (Henry, 1986) plus complets, mais également plus complexes à mettre en œuvre ont été élaborés et qui pourraient être adoptés si nécessaires. La difficulté d'un tel modèle est de choisir une valeur de la raideur « K ». En supposant l'existence d'un substratum indéformable à une profondeur « H », il est possible d'estimer la raideur en fonction de « H » et des propriétés mécaniques du terrain (figure 6). Dans le cas où aucun substratum n'existe en profondeur, la hauteur « H » nécessaire à la définition de la raideur des ressorts peut être estimée à partir de la connaissance du tassement initial sous une fondation uniformément chargée. Milovic (1992) propose par exemple une estimation de ce tassement dans différentes situations.
- La structure a été modélisée par une poutre épaisse de longueur "L", de hauteur "h", d'inertie "I", de modules de Young "E".
- Les dimensions de la structure sont petites par rapport à celles de l'affaissement. On peut considérer que la courbure du terrain est constante et que la longueur de l'ouvrage est négligeable par rapport au rayon de courbure du terrain.

▫ **Calcul de l'effort et du travail nécessaires à la déformation du terrain :**

La détermination de l'effort nécessaire pour déformer le terrain "F_1" et du travail "W_1" qui en résulte est présentée sur la figure 93 pour la zone concave et sur la figure 94 pour la zone convexe. La méthode consiste à affecter une raideur horizontale "dk" à chaque portion du terrain de largeur infinitésimale "dx". En considérant "$v(\theta)$", le tassement de cet élément nécessaire pour retrouver une surface horizontale, il est possible de calculer la force "dF_1" et le travail "dW_1" correspondant au tassement de ce terrain. La force globale F_1 et le travail W_1 sont alors calculés par intégration sur toute la longueur de la structure. En considérant les hypothèses énoncées, les calculs se simplifient grandement.

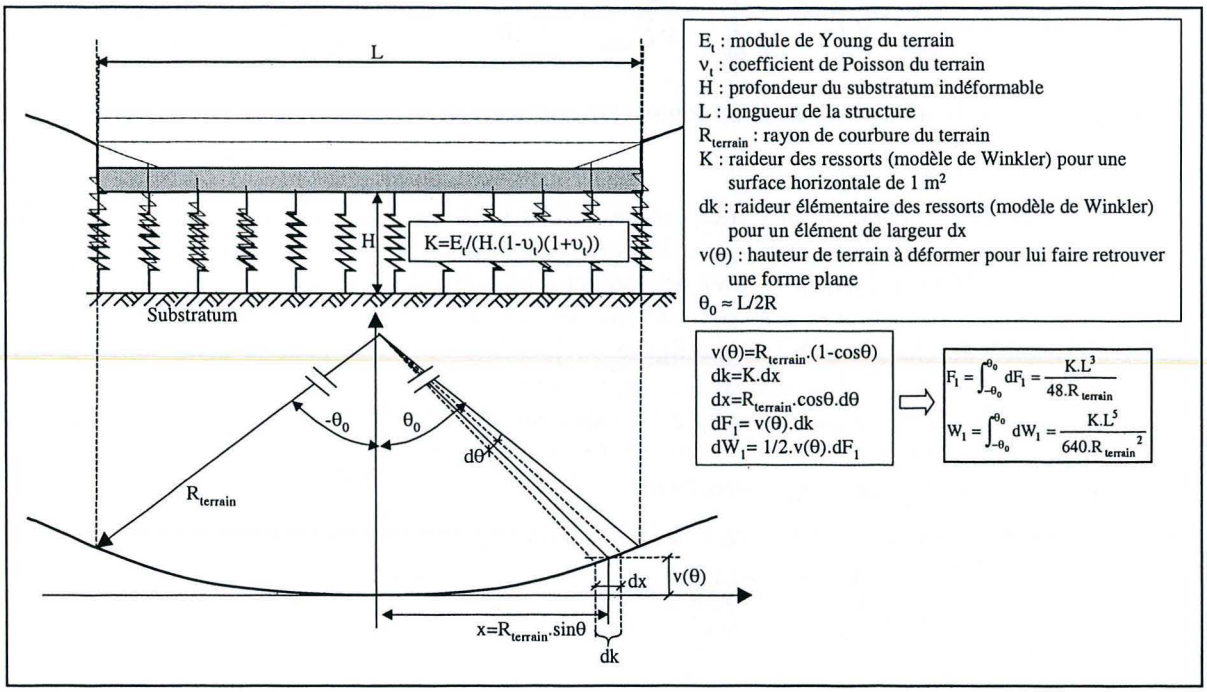


figure 93 : Comportement d'un ouvrage en zone concave. Calcul de l'effort et du travail nécessaire à la déformation du terrain.

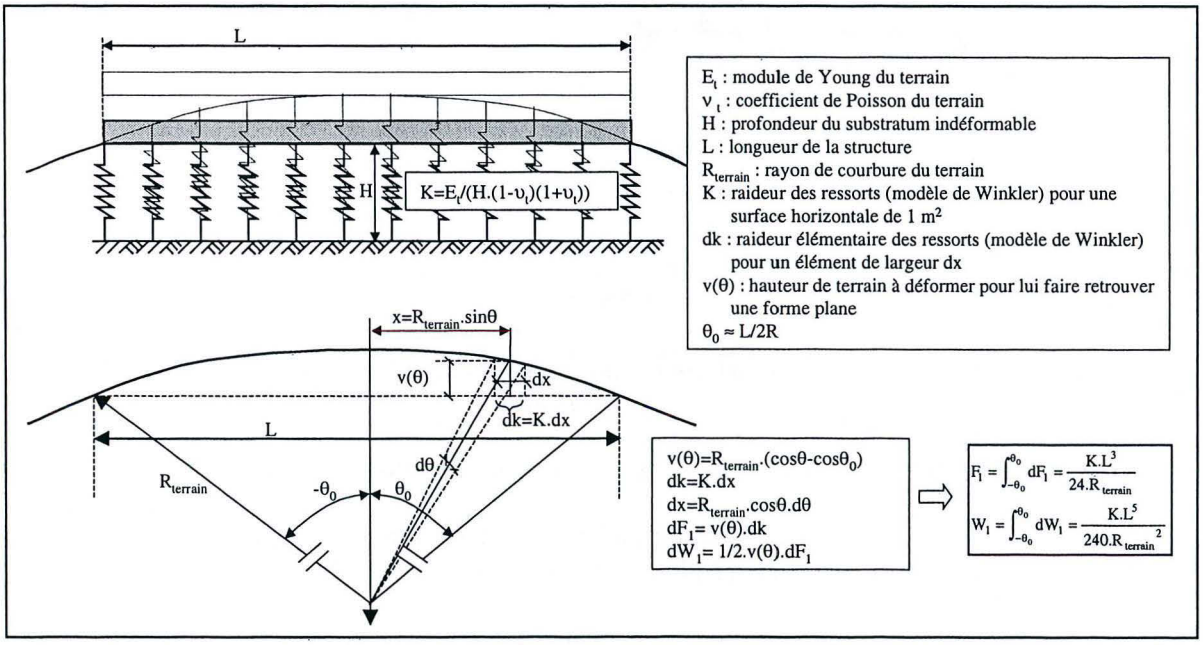


figure 94 : Comportement d'un ouvrage en zone convexe. Calcul de l'effort et du travail nécessaire à la déformation du terrain.

- **Calcul du travail et du poids nécessaires pour déformer la structure :**

Pour calculer le travail de déformation de la structure « W_2 » qu'on comparera au travail "W_1", préalablement calculé, on a négligé le travail des efforts tranchants pour ne considérer que celui des moments de flexion. Cette hypothèse, classique en résistance des matériaux est discutable puisqu'en considérant une poutre épaisse, on s'écarte de la théorie. Cependant, en prenant une courbure constante du terrain, et donc de la structure pour le calcul du travail « W_2 », on impose une flexion pure à la structure, si bien que l'effort tranchant est nul, et son travail de déformation également. Le travail de déformation de la structure « W_2 », pour la zone concave et la zone convexe, se calcule alors facilement avec l'équation 4.

$$W_2 = \frac{1}{2}\int_{structure} M_f \cdot \frac{M_f}{E.I}\,dx = \int_{structure} \frac{E.I}{2R^2_{terrain}}\,dx = \frac{E.I}{2R^2_{terrain}}L \qquad \text{[équation 4]}$$

Avec "E" le module de Young de la structure, "I" son inertie et "$R_{terrain}$" le rayon de courbure du terrain sollicitant la structure.

Dans le cas où la comparaison des énergies de déformation laisse supposer la seule déformation de la structure Il est nécessaire de vérifier que le poids surfacique "p" de la structure est suffisant pour lui permettre de se déformer jusqu'à assurer un contact uniforme avec le terrain. En effet, on peut imaginer un cas de figure où la structure est en porte à faux, non pas à cause de sa rigidité importante, mais à cause de l'insuffisance du chargement "p". La figure 95 présente ce calcul pour la zone concave et la zone convexe. On est obligé, ici, de modéliser les appuis de l'ouvrage et son chargement. On a donc considéré que le chargement était uniformément réparti et que l'ouvrage reposait sur deux appuis en zone concave et qu'il était encastré à mi-portée en zone convexe. On a alors calculé le chargement nécessaire pour obtenir une courbure donnée au centre de la structure.

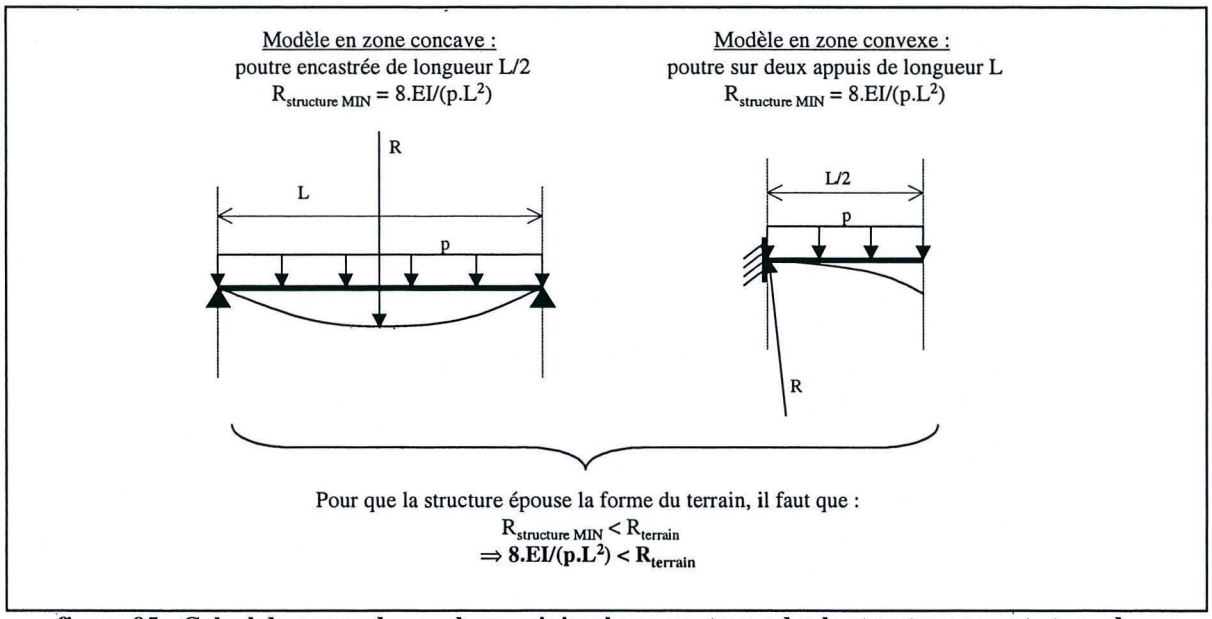


figure 95 : Calcul du rayon de courbure minimal que peut prendre la structure compte tenu de son chargement.

- **Synthèse du comportement d'un ouvrage en zone de courbure :**

La figure 96 récapitule la démarche globale d'étude du comportement du terrain et des structures en zone de courbure en faisant la synthèse des résultats précédents, à savoir :

- Pour un rayon de courbure du terrain et une longueur de la structure donnée, il est possible d'estimer le travail nécessaire pour imposer la courbure du terrain à la structure (travail « W_2 ») ou pour déformer le terrain sur la longueur de l'ouvrage afin de lui faire retrouver une surface horizontale (travail « W_1 »). Le travail le plus faible indique le mode de déformation le plus probable, ce qui correspond au premier test de la figure 96. Si les deux travaux sont du même ordre de grandeur, la structure et le terrain se déformeront.
- Selon le scénario retenu, le second test permet de déterminer si le poids propre de la structure "p" est suffisant pour permettre à la structure ou au terrain de se déformer et d'assurer un contact uniforme entre les deux, ce qui correspond au second test. Le cas contraire indique que l'ouvrage est partiellement décollé.

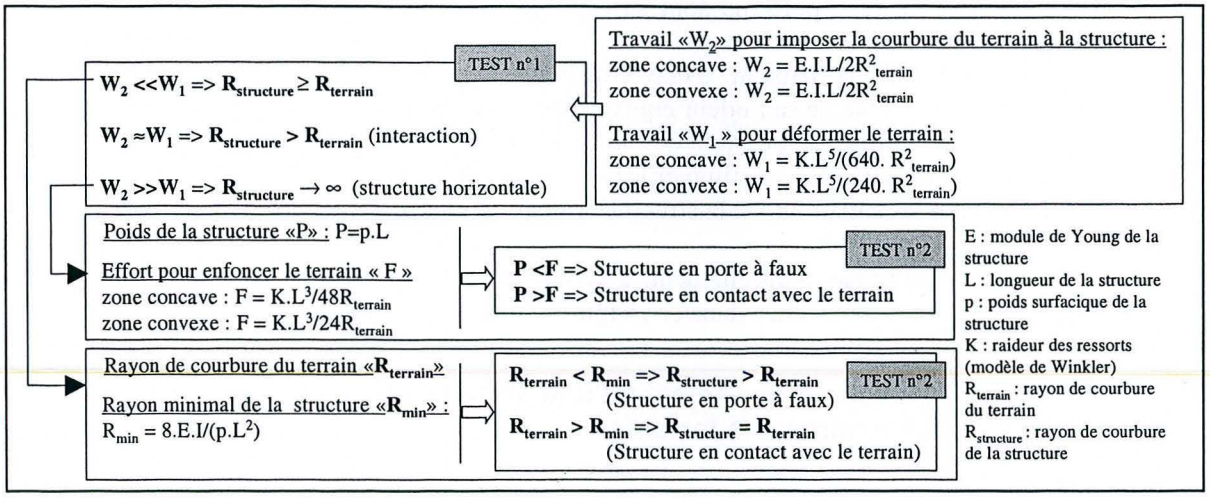


figure 96 : Synthèse du comportement d'une structure en zone de courbure.

Les principales conclusions de cette étude sont les suivantes :

- Cette méthodologie, appliquée à un type de bâti réel, permet de préciser l'importance des éventuels phénomènes d'interaction sol-structure. En particulier, elle permet de mettre en évidence la légitimité de considérer la courbure du terrain comme une sollicitation en déplacement imposé.
- La méthodologie proposée repose sur un certain nombre d'hypothèses fortes, tant au niveau de la modélisation de la structure que du terrain. En particulier, les éléments de rigidité du terrain suivent le modèle de Winkler qui ne prend pas en compte une interaction mutuelle des ressorts. L'énergie de déformation du terrain est donc sous estimée avec ce modèle. Cependant, il est possible de s'inspirer de cette méthodologie et de l'adapter au moyen de modèles de comportement plus complexes et également plus légitimes.
- Il existe une incohérence intrinsèque au phénomène, concernant la courbure que peut prendre la structure. En considérant que son poids propre est assimilable à un effort uniformément réparti, il est théoriquement impossible d'obtenir un état de flexion pure et donc une courbure constante de l'ouvrage. Autrement dit, même si l'ouvrage a un comportement souple par rapport à celui du terrain, la courbure constante du terrain ne peut pas se transmettre intégralement à l'ouvrage. Cependant la méthodologie présentée garde son utilité pour distinguer les grands modes de comportement possibles.
- Globalement, la zone concave met en jeu des efforts et des énergies de déformation du terrain plus faibles qu'en zone convexe. Ces résultats conduisent à penser que les phénomènes d'interaction sol-structure sont plus fréquents en zone convexe.

4.1.3 Conclusions

La sollicitation d'un bâti en zone d'affaissement minier est consécutive aux mouvements des terrains et en particulier aux déformations horizontales et à la courbure. Il est important de distinguer les situations où un ouvrage peut être considéré sollicité en déplacements des autres où la sollicitation est plus complexe. Les deux méthodologies présentées, permettent de comparer grossièrement la raideur équivalente d'une structure et du terrain afin mettre en évidence l'existence, ou non, de phénomènes d'interaction sol-structure. Dans l'hypothèse ou ces phénomènes seraient nuls ou négligeables, un bureau d'étude sera en mesure d'étudier le comportement du bâti, et d'évaluer sa vulnérabilité. Dans le cas contraire, il n'est pas possible d'estimer fidèlement la sollicitation et, à moins de chercher à se placer en sécurité en choisissant la configuration la plus défavorable parmi tous les scénarios imaginables, il n'est pas possible d'évaluer sa vulnérabilité. Les principales conclusions sont les suivantes :

- Vis-à-vis de la déformation horizontale, les structures présentant des murs pleins sont très probablement toujours globalement plus rigides que le terrain dont les déformations horizontales ne sont pas transmises.

- Les structures de type portique sont susceptibles d'accompagner la déformation horizontale du terrain.
- L'augmentation de la hauteur d'une construction et de son nombre d'étages, entraîne une augmentation sensible de sa raideur équivalente vis-à-vis de la déformation du terrain.
- Il n'est théoriquement pas possible que la courbure du terrain et de la structure soient identiques, cependant il est possible de distinguer les situations où la structure va accompagner la courbure du terrain ou bien les situations où la structure va perturber, localement, cette courbure.

Le chapitre suivant s'intéresse, naturellement, à l'étude des phénomènes d'interaction sol-structure dont l'existence a pu être mise en évidence dans ce chapitre.

4.2 Etude du comportement d'une structure rigide vis-à-vis des mouvements élémentaires des terrains

L'objectif de ce chapitre est d'étudier les phénomènes d'interaction sol-structure qui ont lieu pendant un affaissement minier, vis-à-vis de chaque mouvement élémentaire. Pour ce faire, nous avons réalisé une étude à l'aide de la modélisation numérique. Nous avons modélisé un mur reposant sur un terrain sollicité par une courbure ou par une déformation horizontale. Nous avons procédé à une étude paramétrique afin d'évaluer l'importance relative de différentes propriétés mécaniques du terrain ou des ouvrages dans ces phénomènes.
La structure considérée est un mur, puisque ce type d'ouvrage est apparu globalement rigide dans le chapitre précédent. Nous avons cherché à étudier son comportement vis-à-vis de chaque mouvement du terrain, pris séparément, afin d'observer des phénomènes les plus élémentaires possibles. Ce choix est discutable puisque la courbure du terrain s'accompagne toujours d'une déformation et que les probables ruptures du terrain ne permettent pas de superposer le comportement observé en zone de déformation ou en zone de courbure pour retrouver le comportement vis-à-vis du cumul de ces deux zones. Cependant, les phénomènes en jeux sont complexes, et on n'imagine pas être capable d'analyser, comprendre et justifier des comportements qui seraient observés en modélisant un affaissement dans son ensemble sans avoir au préalable étudié les phénomènes élémentaires.
Nous présenterons dans ce chapitre successivement les choix réalisés en matière de logiciel utilisé, dimensions et propriétés des modèles, conditions limites et résultats observés, puis les résultats vis-à-vis de chaque mouvement des terrains et en dernier une synthèse des résultats et la proposition de schémas de comportement des structures permettant une meilleure appréhension des phénomènes.

4.2.1 Définition et présentation des modélisations

a- Choix du logiciel de calcul

Deux logiciels ont été testés: FLAC V.3.4 et CESAR-LCPC V.3.2. Chacun d'eux permettaient, a priori, de modéliser des phénomènes d'interaction sol-structure. La méthodologie d'étude en zone de déformation horizontale des terrains a consisté à imposer une déformation au terrain. L'inconvénient du logiciel FLAC est que les chargements de type déplacement sont imposés par l'intermédiaire d'une vitesse de déplacement durant un certain nombre de pas de temps. Cette vitesse doit être très faible pour permettre une propagation du chargement en conditions quasi-statiques et ainsi éviter l'apparition de phénomènes dynamiques sans rapport avec la réalité modélisée. Il s'ensuit des temps de calculs plus longs avec FLAC qu'avec CESAR. Par ailleurs, CESAR n'a, par la suite, pas présenté de limitations ou d'inconvénients trop importants et ce choix n'a pas été remis en cause.
Par ailleurs, nous avons souhaité évaluer l'intérêt d'utiliser un logiciel élaboré, comme CESAR-LCPC, par rapport à des logiciels plus simples qui ne sont pas appropriés pour faire des recherches. Ainsi des comparaisons ont été réalisées entre CESAR-LCPC et ACCORD-CP. Ce dernier est un logiciel de structure permettant la modélisation d'éléments poutres et d'éléments plaques. Il ne permet qu'une prise en compte simpliste du comportement du terrain. L'intérêt d'une telle comparaison est d'évaluer les différences de résultats selon la modélisation choisie pour caractériser le terrain et l'interface sol-structure.

b- Choix de la géométrie du modèle

- **Dimensions du modèle :**

Deux modèles ont été réalisés. Le premier permet d'étudier l'effet d'une courbure du terrain et le second permet d'étudier l'effet de la déformation horizontale du terrain. La figure 97 présente leur géométrie et leur maillage.
Pour choisir les dimensions précises du modèle, nous nous sommes inspirés des considérations faites au paragraphe 4.1.1b- où il a été constaté que les phénomènes d'interaction sol-structure se produisaient jusqu'à une profondeur de l'ordre de la demi-longueur de la structure. Nous avons considéré des dimensions du terrain (15 m × 15 m) près de quatre fois supérieures à celles de la structure (4 m × 4 m) qui sont suffisantes pour ne pas interagir avec les phénomènes qui prendront place autour de l'ouvrage. La frontière de gauche représente un plan de symétrie, signifiant que l'ouvrage modélisé est un mur de 8 m de longueur et 4 m de hauteur, ce qui pourrait correspondre à la façade d'une maison individuelle.

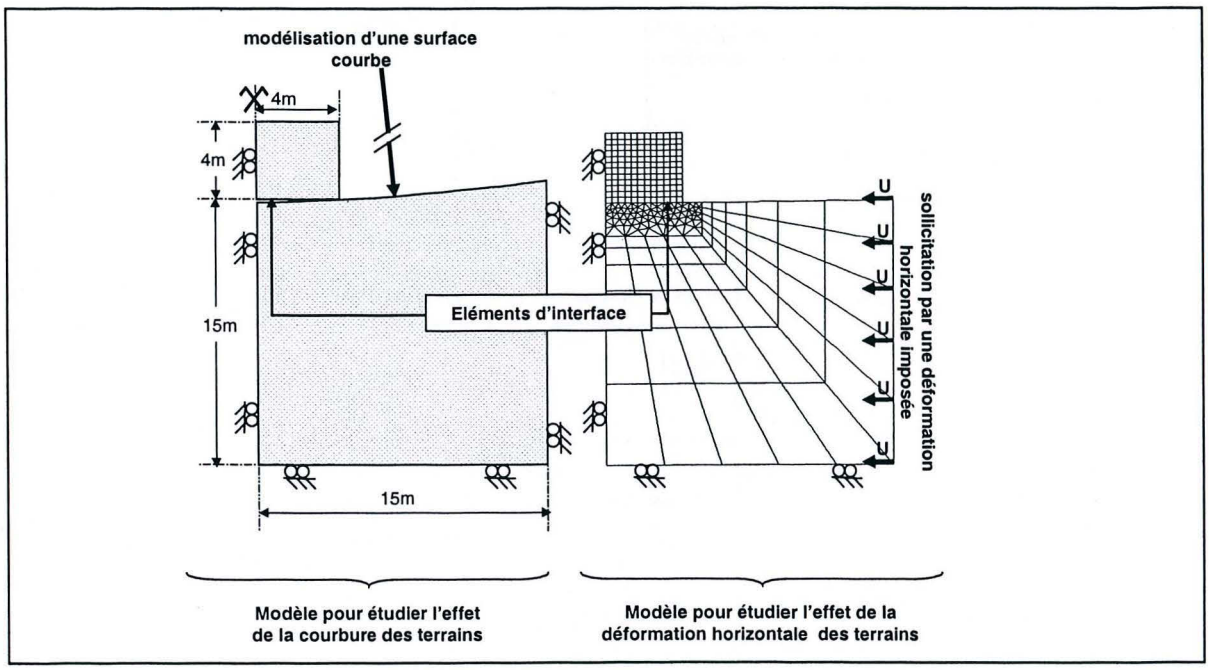


figure 97 : Dimensions des modélisations pour l'étude des phénomènes d'interaction sol-stucture en zone de courbure et en zone de déformation.

Le maillage a été raffiné à proximité de la structure puisque c'est le lieu où s'effectuera l'interaction. Le terrain est constitué de 130 éléments à 6 nœuds, la structure de 204 quadrilatères à 8 nœuds et l'interface entre les deux par 12 éléments d'interface permettant de prendre en compte un glissement ou un décollement de l'un par rapport à l'autre.

- **Type de calculs :**

Les calculs ont été réalisés en deux dimensions. Il n'est donc pas possible de prendre en compte à la fois l'étendue "infinie" du terrain dans la direction perpendiculaire au modèle et l'épaisseur finie de la structure. Nous avons choisi de privilégier la modélisation du terrain, puisque c'est avant tout dans le terrain que nous cherchons des résultats. Le calcul a donc été réalisé en déformations planes. Pour palier aux défauts qui en résultent sur la représentativité de la structure, il est possible d'ajuster ses propriétés mécaniques pour que sa raideur d'ensemble soit équivalente à celle qu'aurait un ouvrage d'épaisseur finie. Les propriétés mécaniques du terrain ont été choisies élastoplastiques avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb et les propriétés mécaniques de la structure sont élastiques. Le modèle ne permettant pas de modéliser une quelconque rupture de la structure, ce choix signifie que nous étudions les phénomènes d'interaction sol-structure à l'origine d'une éventuelle rupture de l'ouvrage.

- **Choix des conditions limites et des phases de calculs :**

Les conditions aux limites apparaissent sur la figure 97 et sont précisées, ainsi que les phases de calculs, sur la figure 98 et sur la figure 99.
Pour étudier l'effet de la courbure du terrain, les déplacements horizontaux ont été bloqués sur les bords latéraux du modèle et les déplacements verticaux sur le bord inférieur (figure 98). La courbure est "imposée" en donnant une géométrie courbe à la surface des terrains. La structure a été modélisée parfaitement horizontale et en contact avec le terrain à ses extrémités pour la zone concave et en son centre pour la zone convexe. Le calcul a été réalisé en deux phases après avoir initialisé les contraintes d'origines géostatistiques dans le terrain (coefficient Ko = 0,5) et en chargeant le modèle par le poids propre de l'ouvrage.

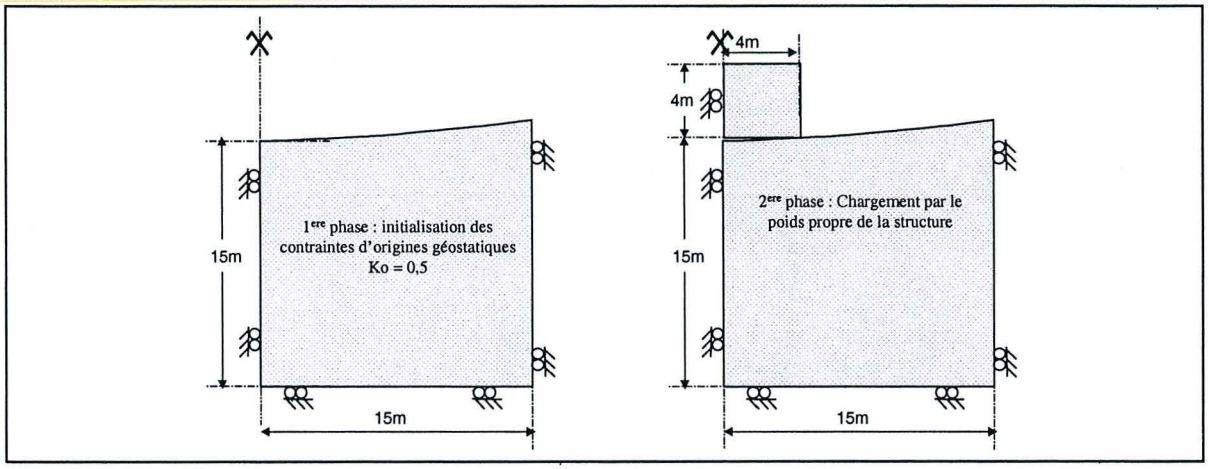


figure 98 : Conditions aux limites et phases de calculs pour étudier l'effet de la courbure des terrains.

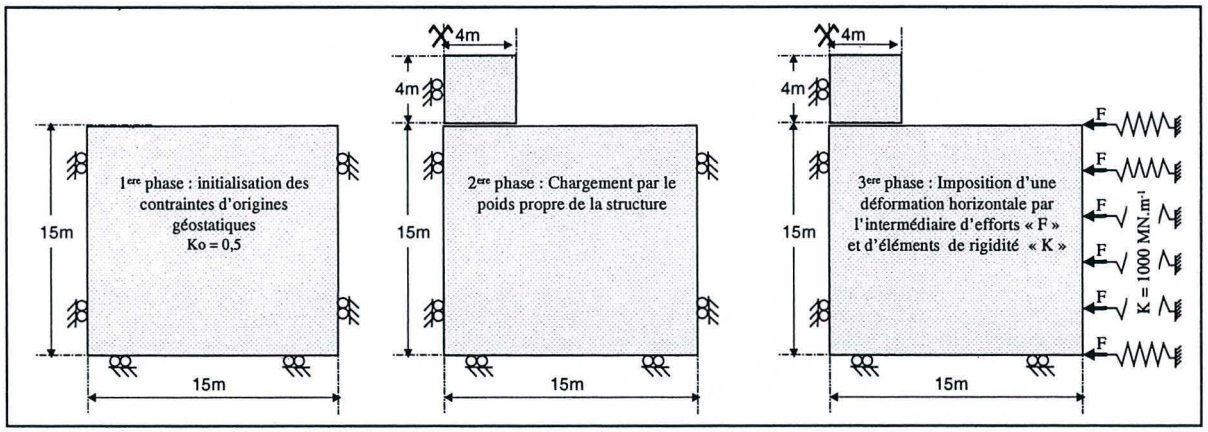


figure 99 : Conditions aux limites et phases de calculs pour étudier l'effet de la déformation horizontale du terrain.

Pour étudier l'effet de la déformation horizontale du terrain (figure 99), les déplacements ont été également bloqués sur les bords gauche et inférieur, le bord droit étant sollicité horizontalement afin d'imposer une déformation horizontale au terrain. Du fait des particularités du logiciel CESAR-LCPC, et en particulier de l'impossibilité d'imposer directement des conditions aux limites en déplacement lorsque, par ailleurs, le calcul fait intervenir des éléments d'interface et un comportement élastoplastique du terrain, nous avons été obligés d'imposer des conditions aux limites en efforts. Afin d'obtenir une équivalence parfaite entre des conditions aux limites en efforts et en déplacement, et compte tenu de notre volonté d'imposer une déformation constante sur toute la hauteur du modèle, nous avons mis en œuvre la technique présentée sur la figure 99. Les nœuds du bord droit sont raccordés à des éléments de rigidité horizontaux fixes. Des efforts horizontaux sont appliqués aux nœuds communs entre le terrain et ces éléments de rigidité. En choisissant des raideurs fortes par rapport à la raideur équivalente des terrains, l'effet de ce dernier est négligeable sur le comportement des éléments de rigidité et il existe une relation linéaire entre les déplacements et l'effort appliqué. Cette technique a été validée sur des cas n'employant pas simultanément des éléments de contact et des critères de rupture. Cependant, l'existence dans le modèle d'éléments très rigides oblige à prendre en compte des seuils de convergence très faibles dans le

processus itératif de résolution des calculs élastoplastiques (jusqu'à 10^{-7} alors qu'un seuil de 10^{-2} à 10^{-3} est conseillé généralement). Au final le passage adopté se fait en trois étapes. Une initialisation des contraintes d'origine géostatique dans le terrain ; la sollicitation du terrain par le poids propre de l'ouvrage ; puis l'imposition de la déformation horizontale du terrain.

Pour chaque calcul, le chargement a été appliqué en plusieurs incréments afin d'assurer une rupture progressive du modèle. Ce nombre généralement de 10 à été augmenté jusqu'à 100 pour les calculs ayant présentés des difficultés de convergence. Par ailleurs, plusieurs tests ont montré l'unicité du résultat numérique quel que soit le nombre d'incréments considéré supérieur à 10.

c- Choix des propriétés mécaniques

- **Propriétés mécaniques des terrains :**

Les terrains sont considérés élastoplastiques avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb, qui convient à ce type d'analyse générale et prospective. Le tableau 42 récapitule les différentes propriétés choisies. Nous avons réalisé une étude paramétrique afin d'évaluer l'influence du module de Young du terrain. Les valeurs choisies correspondent au module élastique en surface de terrains argileux à sableux (Mestat 1993). L'étude paramétrique n'a pas concerné la cohésion. Nous avons donc considéré une cohésion nulle pour l'ensemble des calculs.

tableau 42 : Propriétés mécaniques du terrain

Propriétés élastiques		
Poids volumique	Module de Young	Coefficient de Poisson
0,02 $MN.m^{-3}$	30, 100 ou 300 MPa	0,25
Critère de rupture (Mohr-Coulomb)		
Cohésion	Angle de frottement	Angle de dilatance
0	30°	10°

- **Propriétés mécaniques de l'interface :**

Les éléments d'interface permettent de modéliser un comportement de type frottement entre le terrain et la structure. Par ailleurs, ces derniers peuvent gérer les problèmes de décollement, ce qui est indispensable pour l'étude de l'effet de la courbure. Les propriétés mécaniques sont résumées dans le tableau 43.

tableau 43 : Propriétés mécaniques de l'interface

Résistance en traction	Cohésion	Angle de frottement	Angle de dilatance
0	0	30°	0°

- **Propriétés mécaniques de la structure :**

La structure modélisée représente une paroi pleine. L'étude étant prospective, il s'agit de donner à l'ouvrage des propriétés dont l'ordre de grandeur soit réaliste. Une grande proportion d'ouvrages étant constituée de maçonneries, c'est ce type de matériau que nous avons cherché à caractériser par un comportement élastique isotrope. Les tableaux 44 à 46 recensent une quarantaine de valeurs, issues de la bibliographie, permettant d'aider à cette caractérisation.

tableau 44 : Caractéristiques mécaniques homogénéisées d'une maçonnerie.

Référence et type d'étude	E_1 (MPa) (horizontal)	E_2 (MPa) (vertical)	Autre
Page (1978), essai.	5920	7550	$\nu_{12} = \nu_{23} = 0,167$
Thorburn et al. (1989).	7000 (mur résistant)		
	5000 (mur moins résistant)		
Yokel cité par Davidovici (1985) (maçonnerie courante)	15500 <E< 27300		
Ministère italien des T.P. cité par Davidovici (1985) (maçonnerie de briques pleines)	1320		
Ilantzis cité par Davidovici (1985) (maçonnerie de briques pleines)	3720		
Yokel cité par Davidovici (1985) (maçonnerie de blocs creux de béton)	6300 <E< 11200		
Rochet, cité par Shaan (1987) : essais		453<E_2<3100	
Pande et al. (1989) (étude théorique). E_b, E_m : module d'élasticité des briques, du mortier G_b : module de cisaillement des briques	0,4 E_b<E_1<E_b	0,3 E_b<E_1<E_b	0,2 G_b<G_{12}<G_b 0,3 G_b<G_{23}<G_b G_{12}<G_{13}<1,6 G_{12}
	avec 1,1<E_b/E_m<11		

tableau 45 : Caractéristiques mécaniques des matériaux constituant une maçonnerie.

Référence	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson
Bonvalet cité par Davidovici (1985)	3720 (briques pleines)	
Hallquist cité par Davidovici (1985)	8100 (briques pleines)	
Ilantzis cité par Davidovici (1985)	3720 (briques)	
Klingner cité par Davidovici (1985)	8290 (briques)	
Page cité par Davidovici (1985)	7550 (briques)	
Pfeffermann cité par Davidovici (1985) (briques perforées)	5000 (briques perforées) 8000 (blocs creux de béton)	
Pande et al. (1990)	E_b = 11000 (briques) 1,1<E_b/E_m< 11 (mortier)	0,25(briques) 0,2 (mortier)
Lourenco et Rots (1993)	E_b = 16700 (briques) E_m =7800 (mortier)	0,15 (briques) 0,125 (mortier)
Ali et Page (1988)	E_b =14700 (briques) E_m =7400 (mortier)	0,16 (briques) 0,21 (mortier)

tableau 46 : Résultats d'essais en laboratoire sur une maçonnerie ; Shaan (1987), citant Page et al.

	Angle entre la direction de l'essai de compression simple et celle des joints.				
	0	22,5°	45°	67,5°	90°
Module élastique (MPa)	9120	6800	7900	6580	15866
Coefficient de Poisson.	0,14	0,24	0,28	0,28	0,14

On constate la très grande diversité des modules élastiques proposés dans la bibliographie tant au niveau des éléments constitutifs de la maçonnerie (briques et mortier) que de la maçonnerie elle-même. Afin d'englober ces caractéristiques, quatre modules de Young ont été considérés : 1500 MPa, 5000 MPa, 10000 MPa et 15000 MPa. Le coefficient de Poisson de l'ouvrage a été maintenu constant à 0,2 et le poids volumique pris égal à 0,025 $MN.m^{-3}$.

d- Choix des calculs réalisés

- **Mouvements des terrains étudiés :**

Le tableau 47 récapitule l'ensemble des rayons de courbures étudiés, en précisant l'équivalence de ces rayons avec la valeur de l'angle de distorsion qu'aurait la structure si elle épousait la forme du terrain, ainsi que le décollement initial maximal entre la structure et le terrain incurvé. Le tableau 48 récapitule les valeurs de la déformation horizontale du terrain étudiées. Ces valeurs, de courbure et de déformation,

recouvrent l'ensemble des mouvements traditionnellement observés durant des affaissements miniers (exploitations de charbon, fer...), tels que l'a mis en évidence l'étude bibliographique. Par ailleurs, chaque tableau fait apparaître un cas pour lequel les mouvements des terrains sont nuls et qui représente le calcul de référence par rapport auquel seront analysés les autres résultats.

tableau 47 : Rayons de courbure du terrain étudiés et équivalence en terme d'angle de distorsion et de décollement initial de la structure.

	Courbure concave				Sol plat (calcul de référence)	Courbure convexe			
R [m]	-1000	-2500	-5000	-7500		7500	5000	2500	1000
Angle de distorsion équivalent $\beta = L/2R$	-4.10^{-3}	$-1,6.10^{-3}$	$-0,8.10^{-3}$	$-0,5.10^{-3}$	0	$0,5.10^{-3}$	$0,8.10^{-3}$	$1,6.10^{-3}$	4.10^{-3}
Décollement maximal $\Delta = L^2/8R$ [mm]	8	3,2	1,6	1,1	0	1,1	1,6	3,2	8
L : longueur de l'ouvrage ; R : rayon de courbure du terrain									

tableau 48 : Déformations horizontales du terrain étudiées.

	Zone de compression					Calcul de référence	Zone d'extension				
ε	-10^{-2}	-5.10^{-3}	$-2,5.10^{-3}$	-1.10^{-3}	-5.10^{-4}	0	5.10^{-4}	1.10^{-3}	$2,5.10^{-3}$	5.10^{-3}	10^{-2}

- **Calculs réalisés :**

Nous avons déjà précisé qu'une étude paramétrique a été réalisée afin d'évaluer l'effet des propriétés mécaniques du terrain et de la structure sur les phénomènes d'interaction sol-structure. Par ailleurs, ces phénomènes ont été étudiés pour différentes amplitudes des mouvements des terrains afin d'observer la l'évolution des phénomènes d'interaction sol-structure au fur et à mesure de l'augmentation des mouvements. Les combinaisons étudiées sont présentées dans le tableau 49. L'étude s'est donc faite en cinq étapes. L'étude "0" correspond au cas de référence pour lequel aucun mouvement des terrains ne sollicite la structure, les études "I" et "III" permettent d'étudier l'influence de l'amplitude des mouvements des terrains pour des propriétés mécaniques fixes et les études "II" et "IV" permettent d'étudier l'influence des propriétés mécaniques pour des mouvements des terrains fixes.
Notons par ailleurs que l'influence de l'anisotropie des terrains a été abordée, mais elle fera l'objet d'un paragraphe à part où nous préciserons les propriétés mécaniques choisies.

tableau 49 : Description des différentes modalités considérées dans les calculs numériques.

Objectif	Propriétés mécaniques prises en compte	Mouvements des terrains étudiés
Etude du cas de référence.		
ETUDE 0 : calcul de référence Etude du tassement du modèle sous le poids propre de la structure	$E_{terrain}$: 30, 100 et 300 MPa $E_{structure}$: 1500, 5000 et 15000 MPa	Aucun
Etude de l'effet de la courbure des terrains.		
ETUDE I : Etude de l'effet de la courbure du terrain	$E_{terrain}$: 100 MPa $E_{structure}$: 5000 MPa	Rayon de courbure concave et convexe : +/-7500, +/-5000, +/-2500 et +/-1000 m
ETUDE II : Etude de l'effet des propriétés mécaniques du terrain et de la structure sur l'effet de la courbure du terrain	$E_{terrain}$: 30, 100 et 300 MPa $E_{structure}$: 1500, 5000, 10000 et 15000 MPa	Rayon de courbure concave : -1000 m Rayon de courbure convexe : 1000 m
Etude de l'effet de la déformation horizontale des terrains.		
ETUDE III : Etude de l'effet de la déformation horizontale du terrain	$E_{terrain}$: 100 MPa $E_{structure}$: 5000 MPa	Déformation de compression et traction : +/-10, +/-5, +/-2.5, +/-1 et +/-0.5 mm/m
ETUDE IV : Etude de l'effet des propriétés mécaniques du terrain et de la structure sur l'effet de la déformation horizontale du terrain	$E_{terrain}$: 30, 100 et 300 MPa $E_{structure}$: 1500, 5000, 10000 et 15000 MPa	Déformation de compression : -5 mm/m Déformation de traction : 5 mm/m

e- Choix des résultats analysés

Dans toutes les études, les résultats ont fait l'objet d'un certain nombre de contrôles et certains résultats privilégiés ont été recueillis. Pour tous les calculs, la convergence numérique a été vérifiée, pour chaque incrément de chargement. Il a également été vérifié que le choix du seuil de convergence, et celui du nombre d'incréments, n'avaient pas d'influence sur les résultats.

- A l'échelle du modèle, nous avons observé les champs de contraintes principales, les zones plastiques et les déformations plastiques. L'observation des zones où se concentrent les déformations plastiques permet d'appréhender le mécanisme de rupture du modèle.
- A une échelle plus locale, nous avons tracé des coupes verticales dans la structure et horizontale dans le terrain (figure 100) sur lesquelles ont pu être tracées la variation les contraintes horizontales, verticales, de cisaillements et les déplacements verticaux.

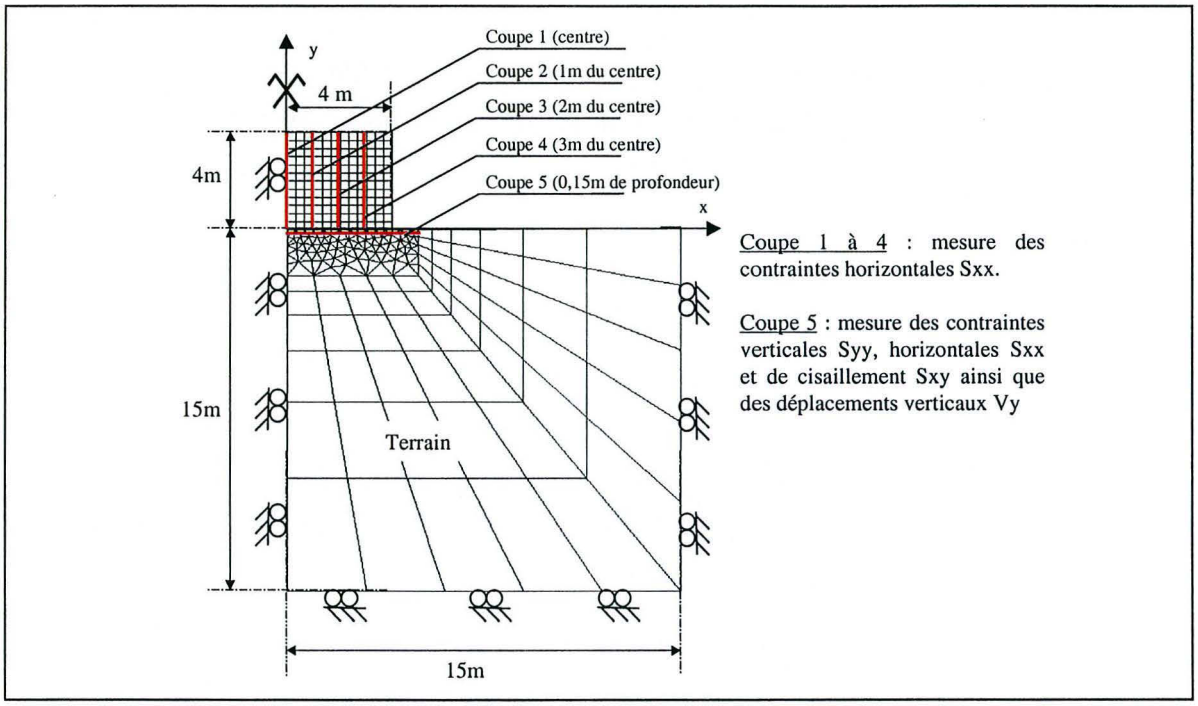


figure 100 : Présentation des coupes le long desquelles ont été tracées la variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillements.

4.2.2 Présentation des résultats

a- Etude de référence

L'étude de référence correspond au tassement du terrain sous le poids propre de la structure, sans prise en compte des mouvements du terrain consécutifs à un affaissement minier. Les autres études seront comparées à celle-ci.

- **Résultats obtenus :**

Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 101 pour un module de Young du terrain de 100 MPa et un module de Young de la structure de 5000 MPa. Les différences sont quasi nulles entre les différents calculs de référence, comme le montre les profils des contraintes représentés sur la figure 102.

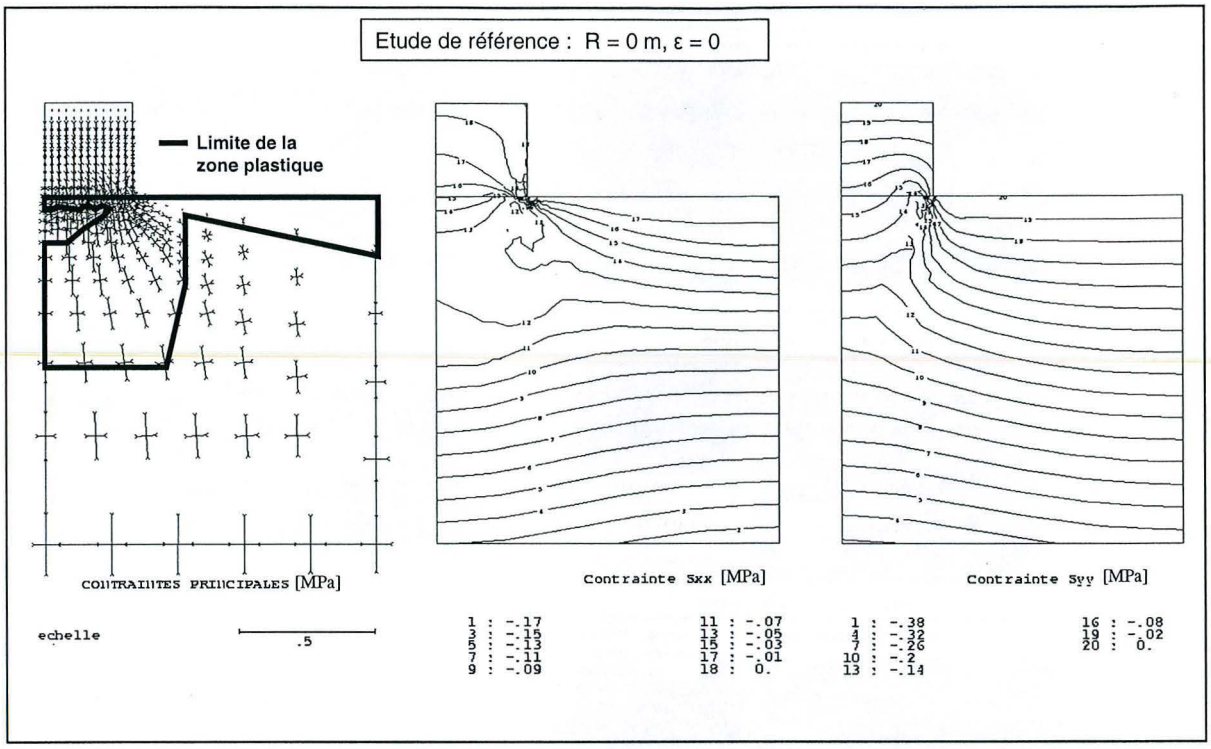


figure 101 : Résultats globaux du calcul de référence (déformation et courbure nulles).

Les principales conclusions sont les suivantes :

- Plus on s'approche de l'extrémité de l'ouvrage et plus les contraintes, dans le terrain et dans la structure, sont affectées par la diffusion des fortes contraintes verticales sous ses extrémités.
- La coupe horizontale dans le terrain sous la structure met en évidence l'existence d'un pic de contraintes verticales sous les extrémités de la structure.
- La visualisation des points plastiques dans le modèle fait apparaître une plasticité le long de l'ouvrage et qui pénètre largement en profondeur sous les extrémités. On observe l'existence d'une partie du terrain, de contours triangulaires, sous la structure qui reste dans le domaine élastique et qui rappelle la forme de la partie du terrain qui reste solidaire d'une fondation lors d'un essai de tassement (Terzaghi, 1951).
- La structure, dans son ensemble, est dans un état de compression. On observe de légères contraintes de traction en fibre supérieure de la structure.
- Les coupes verticales dans la structure présentent un état de contrainte relativement identique sur les deux premières coupes, situées vers le centre, puis des états de plus en plus différents au fur et à mesure que la coupe est proche de l'extrémité de l'ouvrage.
- Compte tenu des contraintes verticales et de cisaillement sous la structure, les contraintes horizontales observées dans la structure sont la résultante de la flexion engendrée par les contraintes verticales, une flexion inverse engendrée par le cisaillement et une compression engendrée par la réaction horizontale sous le poids propre de l'ouvrage.

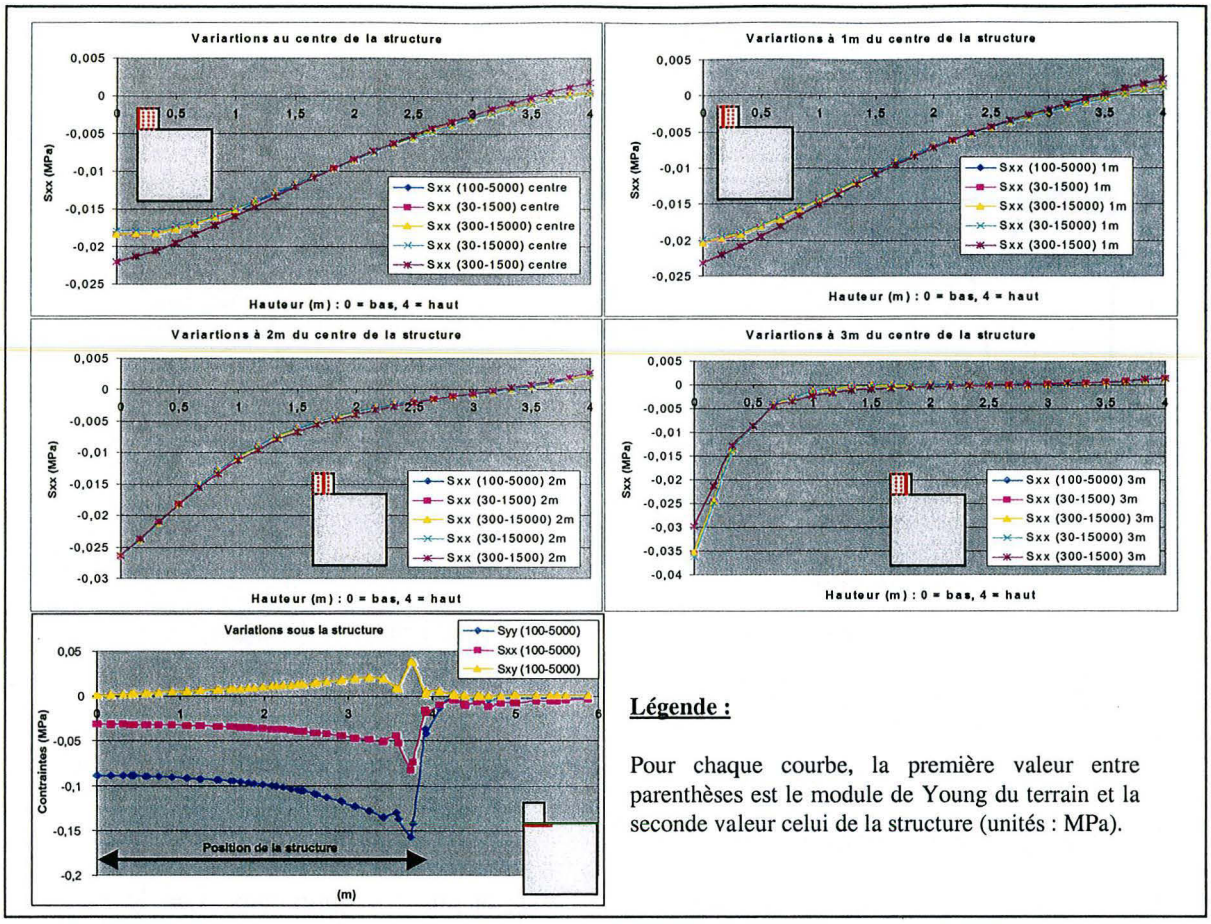
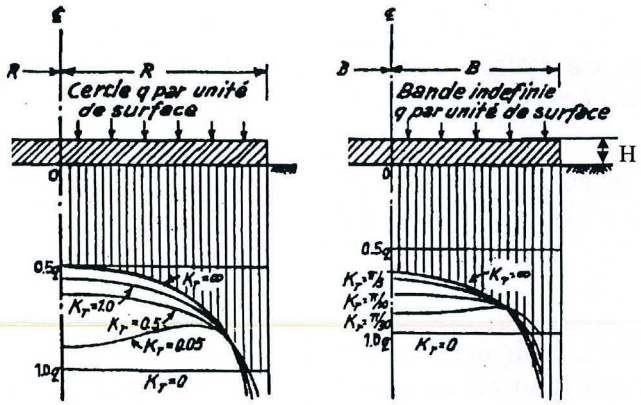


figure 102: Contraintes dans le terrain et dans l'ouvrage pour le calcul de référence (déformation et courbure nulles).

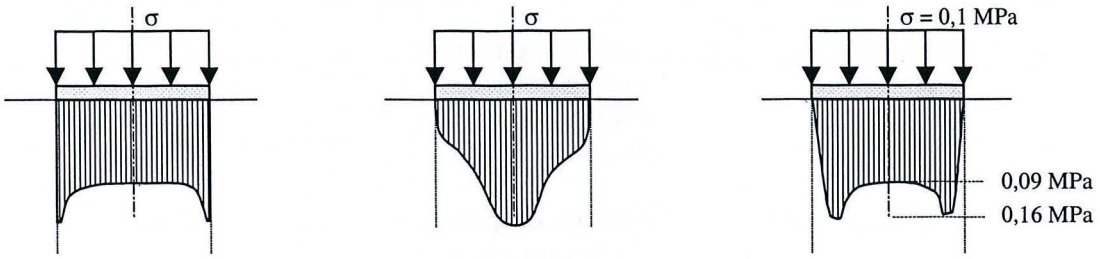
On peut comparer ces résultats avec des connaissances théoriques. Nous sommes confrontés au problème du tassement d'un mur pesant sur un sol élastoplastique frottant mais non cohérent. Les rigidités du terrain sont toujours inférieures à celles de l'ouvrage avec un rapport des modules élastiques compris entre 5 et 500. La figure 103 présente différentes répartitions de contraintes verticales dans le terrain sous l'ouvrage, selon différents auteurs. En particulier, Terzaghi (1951) caractérise la rigidité relative de la structure par rapport au terrain "K_r" pour en déduire la répartition des contraintes verticales sous la structure.

La répartition des contraintes verticales sous une structure sont fonctions de la rigidité de la structure et des propriétés mécaniques du terrain. Les contraintes obtenues avec CESAR-LCPC sont globalement en accord avec les schémas théoriques présentés. On retrouve la forme générale indiquée par Terzaghi (1951), bien que la contrainte au centre soit plus élevée. Cette différence s'explique en observant les schémas proposés par Costet et Sanglerat (1981) avec de faibles contraintes verticales juste sous les extrémités de l'ouvrage lorsque la cohésion du terrain est nulle. La répartition des contraintes obtenues avec CESAR est donc intermédiaire entre les solutions théoriques proposées.



Pression de contact pour une plaque circulaire ou une bande infinie
Terzaghi (1951)

$$K_r = \frac{1-\nu^2_{terrain}}{6.(1-\nu^2_{structure})} \cdot \frac{E_{structure}}{E_{terrain}} \cdot \left(\frac{H}{R}\right)^3$$



Pression de contact dans un milieu cohérent
Costet et Sanglerat (1981)

Pression de contact dans un milieu pulvérulent
Costet et Sanglerat (1981)

Pression de contact obtenue (CESAR-LCPC)

figure 103 : Répartition théorique des contraintes verticales sous une fondation.

- **Conclusions :**

  - L'étude de référence a montré, compte tenu de l'importante rigidité de la structure par rapport au terrain, que les résultats sont presque identiques quels que soient les modules de Young du terrain ou de la structure considérés.
  - Le cas correspondant à un module de Young de 300 MPa pour le terrain et 1500 MPa pour la structure diverge légèrement des autres cas. Il correspond à une situation où l'hypothèse de forte raideur de la structure par rapport au terrain commence à être remise en cause.
  - La comparaison de ces résultats avec ceux issus de la bibliographie montre que le comportement de la structure est celui d'un ouvrage rigide, conformément aux objectifs fixés dans cette étude.

b- Etude de l'effet de la courbure des terrains

b.1 Etude de l'effet de la courbure des terrains pour des propriétés mécaniques fixes

Cette étude correspond à l'étude I du tableau 49. On rappelle que pour cette étude, le module de Young du terrain vaut 100 MPa et celui de la structure 5000 MPa.

- **Résultats obtenus :**

Les résultats sont présentés sur la figure 104 et la figure 105. Nous présenterons, dans l'ordre, les résultats généraux, puis les résultats remarquables dans le terrain et en dernier dans la structure.
Concernant le modèle dans son ensemble (figure 104), les principales conclusions sont les suivantes :

- Le comportement d'ensemble observé est cohérent avec le comportement attendu. En zone concave, la structure repose d'autant plus sur ses extrémités que le rayon de courbure est faible. Le contraire se produit en zone convexe et la structure repose d'autant plus en son centre que le rayon de courbure est faible. Il s'ensuit un état de flexion dans la structure cohérent avec la courbure du terrain.
- La variation des contraintes le long des coupes est dans l'ensemble régulière. Cependant, certaines présentent des oscillations ou comme, par exemple, l'étude d'un rayon de courbure de –1000 m ou d'un rayon de 5000 m. Ces oscillations sont le résultat du processus de résolution itératif permettant la modélisation des phénomènes de rupture dans le terrain et au niveau de l'interface. En effet, certains calculs ont présenté des difficultés de convergence. Ces oscillations n'ont pas de signification physique, mais les résultats restent significatifs d'une tendance.
- Les zones plastiques dans le modèle évoluent par rapport au cas de référence (figure 101). Elles augmentent sous les extrémités de la structure en zone concave et sous le centre en zone convexe.
- La visualisation des déformations plastiques met en évidence la formation d'un mécanisme de rupture du modèle. La concentration des déformations plastiques le long de lignes partant de l'extrémité de l'ouvrage et s'enfonçant dans le terrain vers le centre de la structure fait penser à une perte de portance du terrain qui aboutit à un enfoncement vertical de l'ouvrage.

Concernant les résultats remarquables le long de la coupe située dans le terrain (figure 105), les principales observations sont les suivantes :

- La variation de contrainte horizontale suit celle de la contrainte verticale précédemment décrite.
- Les contraintes de cisaillement ont tendance à diminuer en zone concave et à augmenter en zone convexe. Le signe de ces contraintes correspond à une réaction du terrain comprimant la structure. Ce cisaillement est lié à la réaction horizontale du terrain subissant le tassement de la structure. Il se déplace vers le centre de l'ouvrage en zone convexe car les contraintes verticales y sont plus importantes. L'effet inverse, ainsi qu'une diminution s'observe en zone concave.
- C'est à partir d'un rayon de courbure inférieur à +/- 2500 m que des perturbations très sensibles sont observables.
- Pour les deux zones de courbure étudiées, le cas correspondant à un rayon de courbure de +/- 1000 m met en évidence que la structure se trouve en porte à faux. La structure semble davantage en porte à faux en zone concave alors que la méthodologie d'étude du comportement d'ensemble en zone de courbure laissait penser que l'interaction serait plus importante en zone convexe. Cette différence est le résultat du modèle de Winkler utilisé et met en évidence ses limites.
- Pour le rayon le plus faible, la contrainte verticale maximale dans le terrain, sous la structure, double par rapport à sa valeur initiale, ce qui révèle un changement profond des conditions d'appui de la structure.

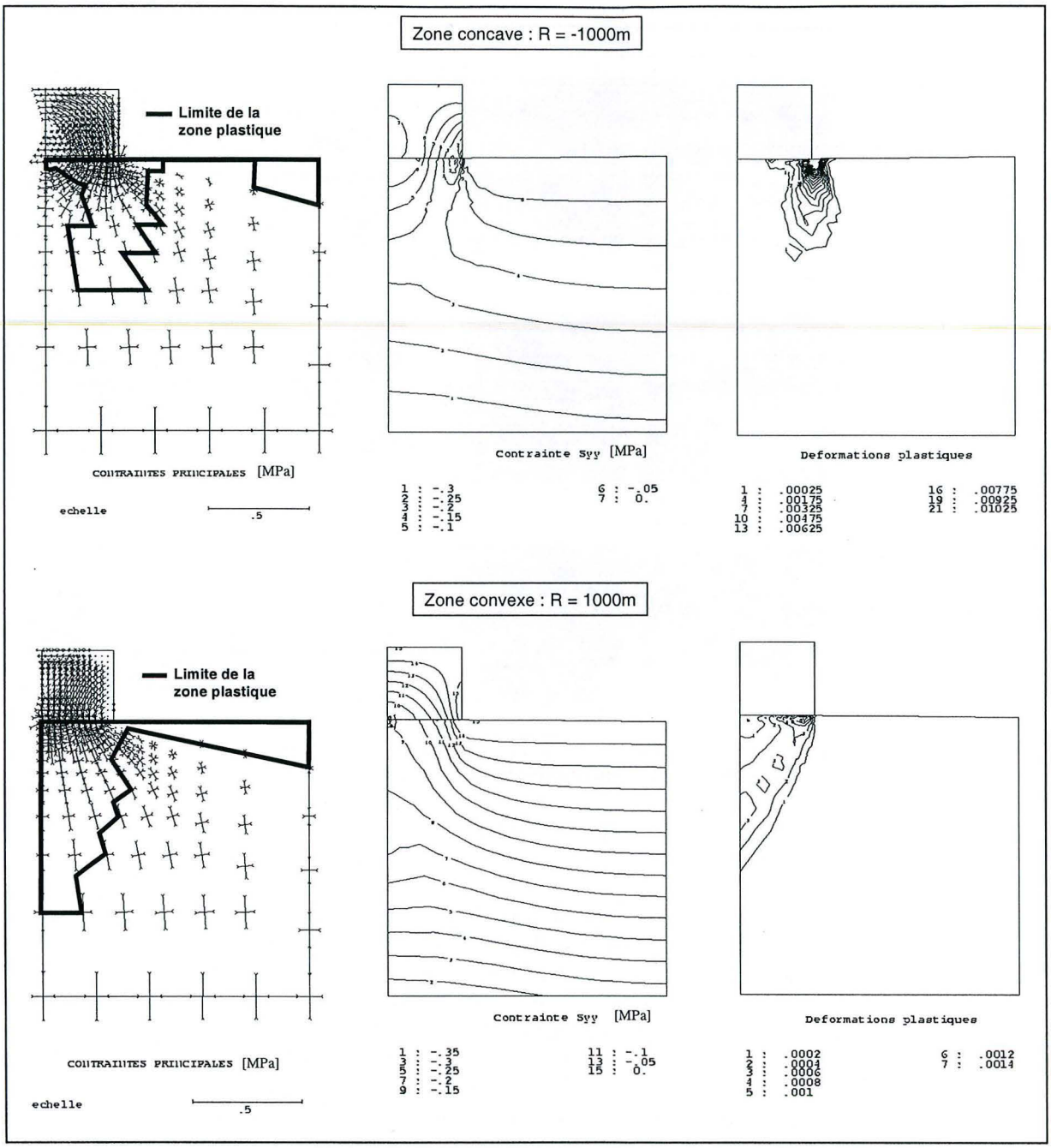


figure 104 : Résultats d'ensemble de l'effet d'une courbure du terrain (R = +/- 1000 m)

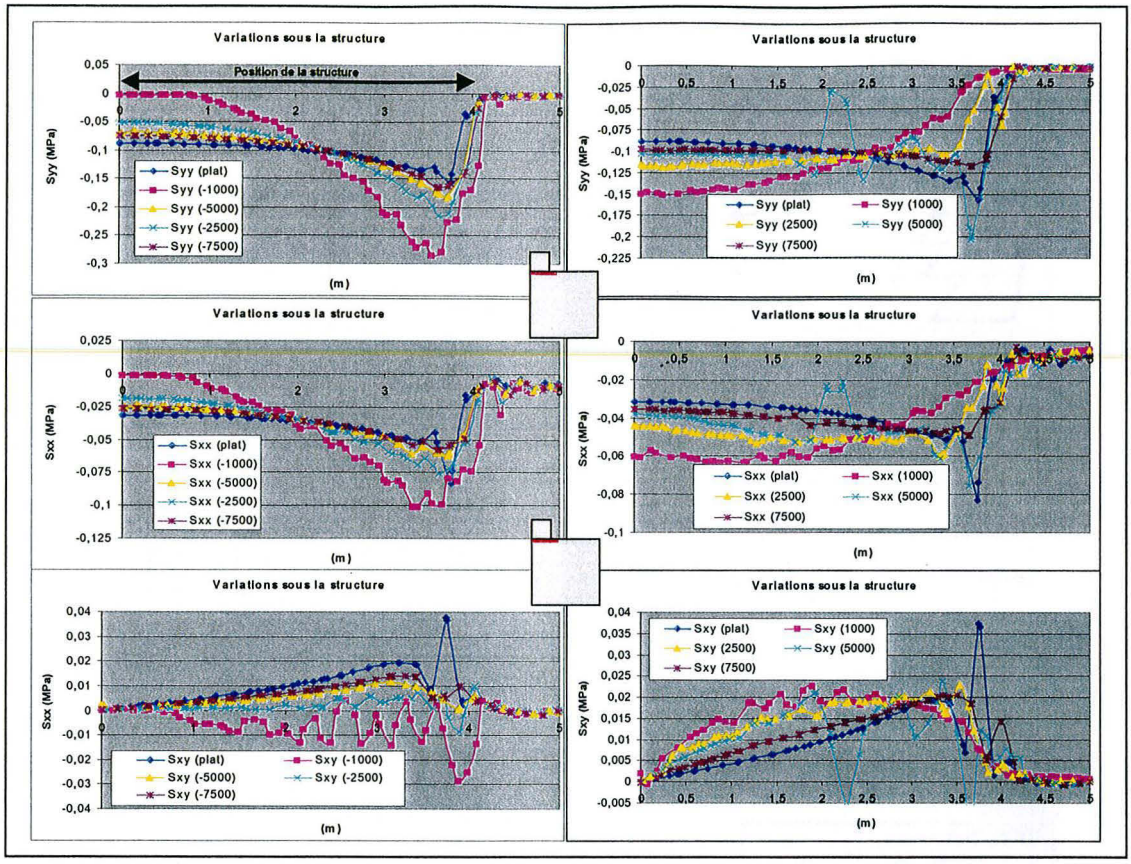


figure 105 : Répartition des contraintes dans le terrain pour un terrain concave ou convexe.

Concernant les résultats remarquables le long des coupes verticales situées dans la structure, les principales observations sont les suivantes :

- Dans les deux zones, convexe et concave, l'état de contraintes dans la structure correspond à une flexion. Cette dernière est toujours cohérente avec la courbure du terrain.
- En zone concave (figure 106), les fibres inférieures de l'ouvrage sont sollicitées en traction alors que les fibres supérieures le sont en compression. L'axe neutre est confondu avec la fibre moyenne. On constate que les contraintes horizontales sont sensiblement les mêmes entre les deux coupes les plus au centre de la structure, ce qui correspond donc à un moment de flexion presque identique. En revanche, le moment diminue lorsqu'on regarde la troisième et quatrième coupe. Sur cette dernière les contraintes sont fortement influencées par la diffusion du poids de la structure qui est principalement repris par les extrémités.
- En zone convexe (figure 107), les fibres inférieures de l'ouvrage sont sollicitées en compression alors que les fibres supérieures le sont en traction. L'axe neutre est confondu avec la fibre moyenne. On constate également que les contraintes horizontales diminuent régulièrement au fur et à mesure qu'on s'éloigne du centre de l'ouvrage.

Le tableau 50 résume certains aspects quantitatifs des résultats et permet d'ébaucher une hiérarchisation de l'impact de la courbure sur la structure. On a récapitulé les résultats obtenus en terme de contrainte horizontale en haut et en bas de la coupe centrale dans la structure pour les différentes courbures étudiées. Les variations de la contrainte normale sont très importantes sans toutefois s'approcher de la résistance à la rupture des matériaux qu'on peut estimer de l'ordre du MPa, ce qui justifie, a posteriori, le choix de considérer la structure élastique.

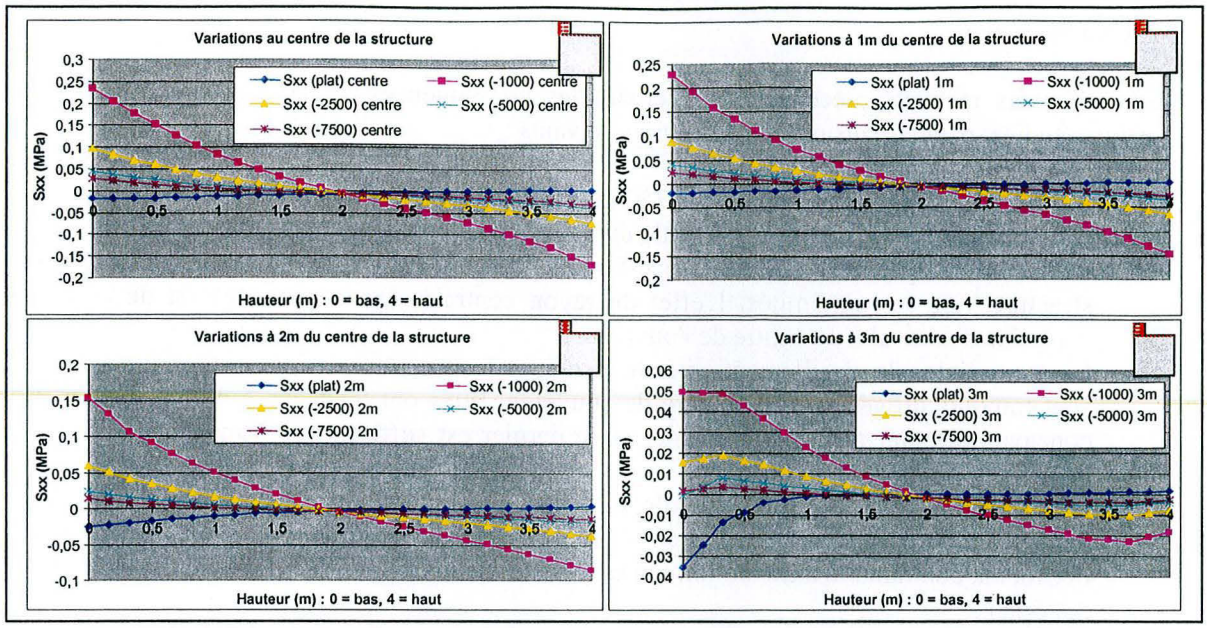


figure 106 : Répartition des contraintes horizontales dans la structure pour un terrain concave.

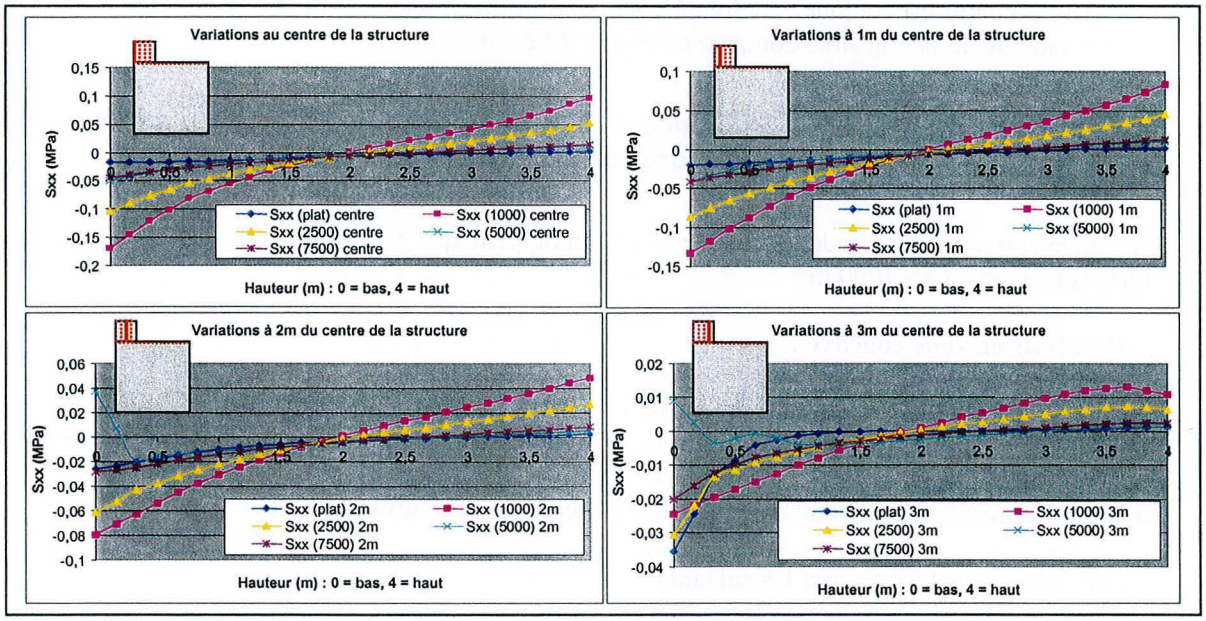


figure 107 : Répartition des contraintes horizontales dans la structure pour un terrain convexe.

tableau 50 : Comparaison des contraintes horizontales dans la structure, aux extrémités de la coupe centrale (zone concave).

Rayon de courbure [m]	Sxx en bas [MPa]	Sxx en haut [MPa]
0	-0,018	0
-7500	0,03	-0,03
-5000	0,05	-0,04
-2500	0,09	-0,08
-1000	0,23	-0,17

Rayon de courbure [m]	Sxx en bas [MPa]	Sxx en haut [MPa]
0	-0,018	0
7500	-0,04	0,01
5000	-0,05	0,02
2500	-0,11	0,05
1000	-0,17	0,1

▫ **Conclusions :**

L'ensemble des résultats précédents, concernant les conséquences de la courbure du terrain sur la structure étudiée, peut être résumé par les points suivants :

- Dès le plus grand rayon imposé (+/-7500 m) et à plus forte raison pour des rayons plus faibles, la structure adopte une courbure générale du même signe que celle du terrain.
- L'effet d'un rayon de courbure négatif (zone concave) est de reporter le poids propre de la structure vers ses extrémités. L'effet du rayon contraire (zone convexe) est de concentrer les contraintes verticales au centre de l'ouvrage.
- Les contraintes de cisaillement entre le terrain et la structure (action du terrain sur la structure) sont toujours dirigées vers le centre de l'ouvrage. Elles ont tendance à diminuer pour un rayon concave (au point même de s'annuler si ce dernier est suffisent) et à augmenter pour un rayon convexe.
- Les contraintes dans la structure évoluent de manière cohérente avec sa courbure. Pour les rayons étudiés, compris entre +/- 1000 m et +/- 7500 m, les variations de contraintes peuvent s'élever à dix fois la contrainte maximale initiale sans pour autant s'approcher des valeurs de résistance des matériaux.
- L'importance des variations de contraintes dans la structure est similaire dans les deux zones de courbure. On ne peut donc pas conclure qu'une zone soit plus préjudiciable que l'autre.
- L'axe neutre est toujours confondu avec la fibre moyenne ce qui signifie que le frottement est relativement négligeable comparé au moment fléchissant.

b.2 Influence des propriétés mécaniques du terrain et de la structure sur l'effet de la courbure des terrains

Cette étude correspond à l'étude II du tableau 49. On rappelle que pour cette étude, les rayons de courbure étudiés sont égaux à +/- 1000 m.

▫ **Résultats en zone concave :**

Nous nous sommes limités à visualiser, sur la figure 108, les contraintes verticales et de cisaillement dans le terrain sur la coupe horizontal à 15 cm de profondeur ainsi que les contraintes horizontales dans la structure le long de la coupe médiane et de la coupe localisée à 2m du centre et de l'extrémité de l'ouvrage. Ces résultats suffisent à appréhender l'effet des propriétés mécaniques.

Les principales conclusions sont les suivantes :

- En regardant l'ensemble des résultats on perçoit l'existence de 4 groupes de résultats liés essentiellement au module élastique du terrain. On peut donc dire que le module de Young de la structure n'influe pas sur la répartition des contraintes ni dans le terrain, ni dans l'ouvrage.
- En se concentrant sur les résultats des contraintes verticales dans le terrain, on voit que pour un module élastique du terrain faible (30 MPa), la structure repose sur toute sa longueur et la répartition des contraintes est relativement peu modifiée par rapport au cas initial d'un sol horizontal. En revanche pour un module plus important (300 MPa), nous avons une accentuation du phénomène de report des charges aux extrémités de l'ouvrage.
- Les contraintes de cisaillement sous la structure présentent d'importantes variations qui rendent leur interprétation délicate. D'une manière générale, on observe que le cisaillement décroît avec l'augmentation du module du terrain jusqu'à changer de sens par rapport au cas d'un sol plat pour les modules les plus forts.
- Les contraintes horizontales dans la structure augmentent avec le module du terrain, mais la position de l'axe neutre n'est pas modifiée par le changement des caractéristiques des matériaux. Le tableau 51 résume quelques aspects quantitatifs de l'étude. On voit que la variation du module d'élasticité du terrain est à l'origine d'une variation importante des contraintes maximales dans la structure. Si on s'intéresse aux contraintes en fibre inférieure, on constate que leur variation par

rapport à la contrainte initiale (calcul de référence) est comprise entre 5 (pour 30 MPa) et 15 (pour 300 MPa).

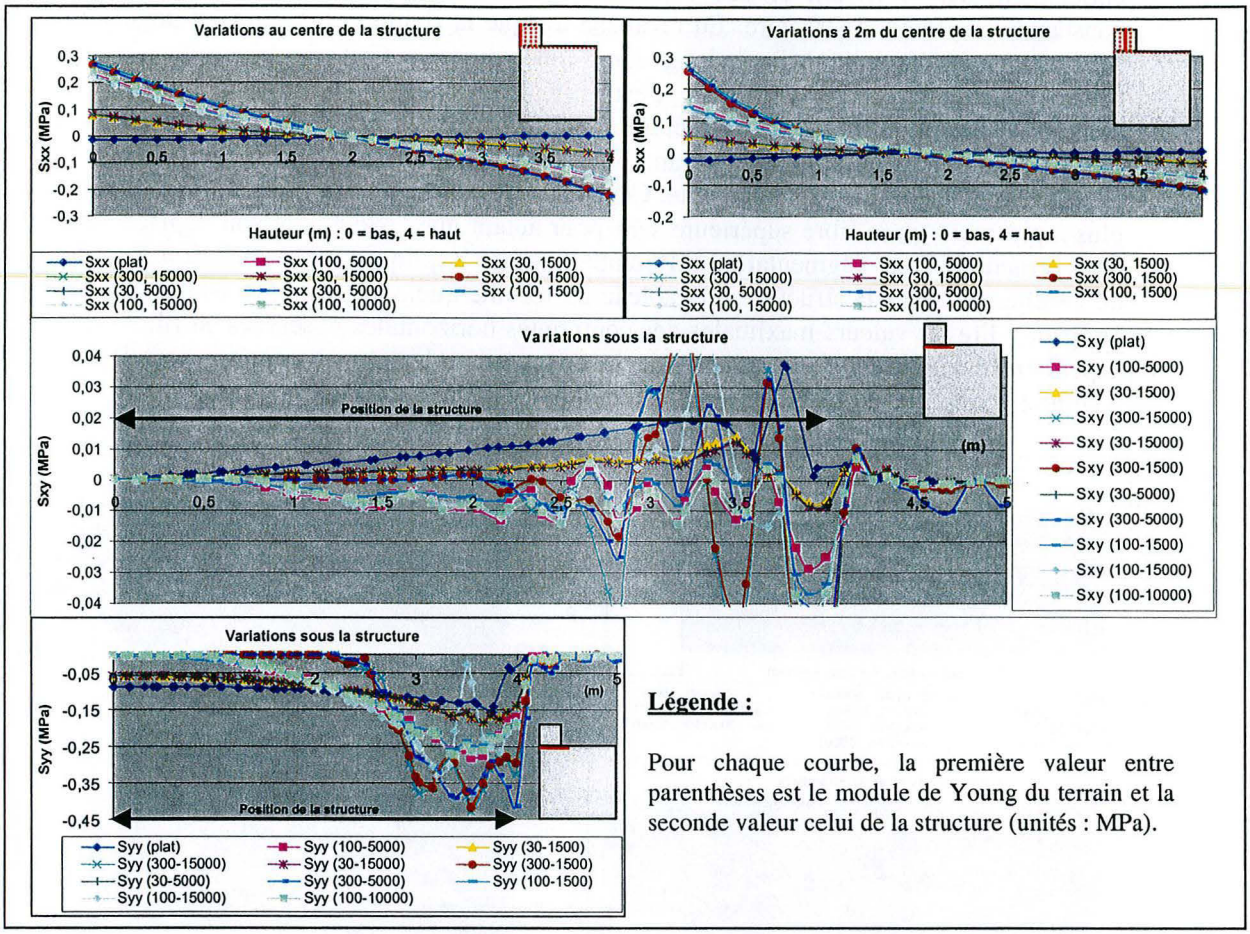


figure 108 : Répartition des contraintes dans la structure et dans le terrain pour différentes caractéristiques des matériaux (zone concave, rayon = -1000m).

tableau 51 : Comparaison des contraintes horizontales dans la structure, aux extrémités de la coupe centrale en fonction des caractéristiques mécaniques du terrain (zone concave).

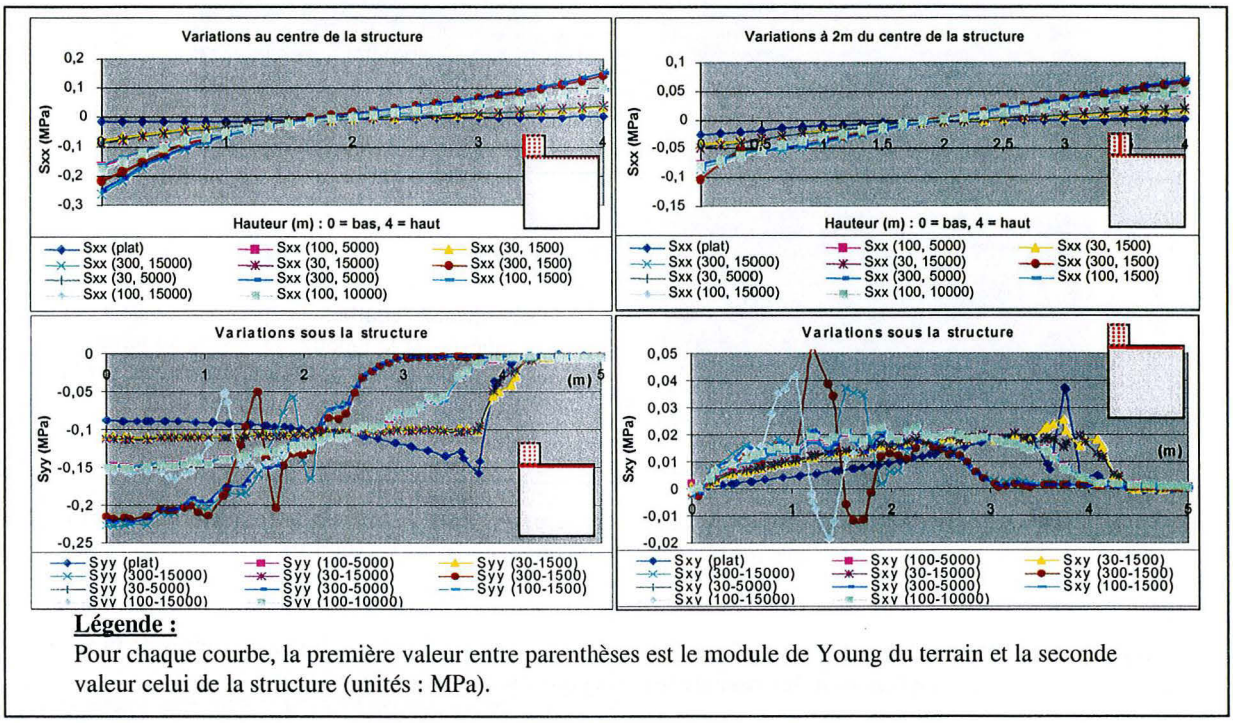
		Sxx en bas [MPa]	Sxx en haut [MPa]
Calcul de référence (sol plat)		-0,018	0
Module d'élasticité du Terrain (rayon de – 1000m)	30 MPa	0,09	-0,08
	100 MPa	0,22	-0,17
	300 MPa	0,27	-0,22

- **Résultats en zone convexe :**

Les résultats sont présentés sur la figure 109. Les principales conclusions sont les suivantes :

- On retrouve un même comportement global que pour la zone concave. Les résultats sont regroupables selon quatre ensembles : le cas témoin d'une structure sur un sol plat, les cas où le module élastique du terrain vaut 30 MPa, un cas où ce dernier vaut 100 MPa et le dernier avec 300 MPa.
- En se concentrant sur les résultats des contraintes verticales dans le terrain, on voit que pour un module élastique du terrain faible (30 MPa), la structure repose sur toute sa longueur et la répartition des contraintes est relativement peu modifiée par rapport au cas initial d'un sol horizontal. En revanche pour un module plus important (300 MPa), nous avons une accentuation du phénomène de report des charges à l'aplomb du centre de la structure.

- Les contraintes de cisaillement sont plus régulières qu'en zone concave même si dans certains cas des pics apparaissent. Lorsque le module de Young du sol est faible (30 MPa), la structure repose entièrement sur le terrain et des contraintes de cisaillement apparaissent de manière assez constante sous toute la structure. En revanche lorsque la rigidité du terrain est augmentée à 100 MPa, et encore plus à 300 MPa, la longueur cisaillée diminue. Cette dernière coïncide en fait avec la zone sur laquelle repose la structure, c'est à dire où les contraintes verticales sont non nulles.
- L'étude des contraintes dans la structure concorde avec les observations précédentes. Plus le module élastique du terrain est important, plus la structure repose préférentiellement en son centre et plus le moment de flexion augmente. Cependant, les contraintes en fibre inférieure augmentent plus rapidement qu'en fibre supérieure sans pour autant que l'axe neutre soit déplacé vers le haut de la structure. Cette augmentation différentielle peut s'expliquer par la diffusion des contraintes de cisaillement dans la structure. Le tableau 52 résume quelques résultats quantitatifs de l'étude. On peut y lire les valeurs maximales des contraintes horizontales observées en fibre inférieure et supérieure de la structure au niveau de la coupe centrale. On observe un accroissement des contraintes variant d'un facteur 5 à un facteur 9 pour la plus forte rigidité.



Légende :

Pour chaque courbe, la première valeur entre parenthèses est le module de Young du terrain et la seconde valeur celui de la structure (unités : MPa).

figure 109 : Répartition des contraintes dans la structure et dans le terrain pour différentes caractéristiques des matériaux (zone convexe, rayon = 1000m).

tableau 52 : Comparaison des contraintes horizontales dans la structure, aux extrémités de la coupe centrale en fonction des caractéristiques mécaniques du terrain (zone convexe).

		Sxx en bas [MPa]	Sxx en haut [MPa]
Calcul de référence (sol plat)		-0,018	0
Module d'élasticité du Terrain (rayon de 1000m)	30 MPa	-0,09	0,03
	100 MPa	-0,17	0,1
	300 MPa	-0,24	0,15

▫ **Conclusions :**

Les conclusions relatives à l'effet des propriétés mécaniques en zone de courbure sont les suivantes :

- Le module de Young du terrain a un effet important sur le comportement observé.
- Le module de Young de la structure n'a aucun effet. Ce résultat s'explique puisque dans tous les cas la structure est beaucoup plus rigide que le terrain. Seul ce dernier se déforme.
- L'augmentation du module élastique du terrain a pour effet d'accroître les différences de comportement entre une structure reposant sur un terrain plat et la même structure sur le même terrain incurvé.
- Pour les valeurs du module élastique du terrain considérées (30, 100 et 300 MPa), on a observé trois phases du comportement de l'ouvrage : la première avec le module le plus faible où la structure repose sur toute sa base malgré le rayon de courbure important (+/- 1000m), la seconde où la structure est à la limite du décollement et la troisième avec le module le plus élevé où une partie de l'ouvrage est nettement décollée.
- L'augmentation relative des contraintes horizontales dans la structure par rapport à celles existantes lorsque l'ouvrage repose sur un terrain plat, est plus importante en zone concave qu'en zone convexe et ce quel que soit le module élastique du terrain considéré.
- L'état de contraintes atteint dans la structure est finalement très différent de l'état initial mais le niveau de contraintes reste inférieur à la résistance des matériaux puisqu'il reste inférieur à 0,24 MPa en compression et 0,27 MPa en traction.
- La comparaison des comportements d'ensemble observés par rapport à ceux prévus par la méthodologie d'étude globale en zone de courbure donne satisfaction dans son ensemble. Cependant, on a pu observer les limites du modèle de Winkler, qui avait été utilisé, et qui devra être remplacé par un autre plus performant pour obtenir plus de précision.

c- Etude de l'effet de la déformation horizontale des terrains

c.1 Etude de l'effet de la déformation des terrains pour des propriétés mécaniques fixes

Cette étude correspond à l'étude III du tableau 49. On rappelle que pour cette étude, le module de Young du terrain vaut 100 MPa et celui de la structure 5000 MPa. Les résultats sont schématisés sur les figures 110 et 111. Nous présenterons, dans l'ordre, les résultats généraux, puis les résultats remarquables dans le terrain et en dernier dans la structure.

Concernant le modèle dans son ensemble (figure 110), les principales conclusions sont les suivantes :

- La déformation de compression du terrain engendre d'importantes modifications dans le terrain et dans la structure qui deviennent de plus en plus conséquentes lorsque la déformation augmente.
- La déformation d'extension du terrain entraîne de faibles perturbations des contraintes dans le terrain et dans la structure. En revanche, elle entraîne de très fortes plastifications du terrain. En effet, le critère de Mohr-Coulomb utilisé empêche la diminution des contraintes horizontales dans le terrain et à plus forte raison l'apparition d'une traction qui aurait eu un effet très important si la loi de comportement avait été considérée élastique. On observe une rupture généralisée dans le modèle.
- En zone d'extension, l'observation des zones plastiques et des déformations plastiques met en évidence la rupture complète du modèle avec l'apparition d'une surface de rupture quasi verticale à partir des extrémités de la structure et qui se referme ensuite à l'aplomb du centre de l'ouvrage.
- En zone de compression, l'observation des zones plastiques et des déformations plastiques met en évidence l'apparition d'une surface de rupture ressemblant à une mise en butée du terrain. La structure semble confiner le terrain sous-jacent au point que la portion de terrain non plastifié sous la structure, qui était déjà visible dans le cas de référence (figure 101) n'est presque pas perturbée.

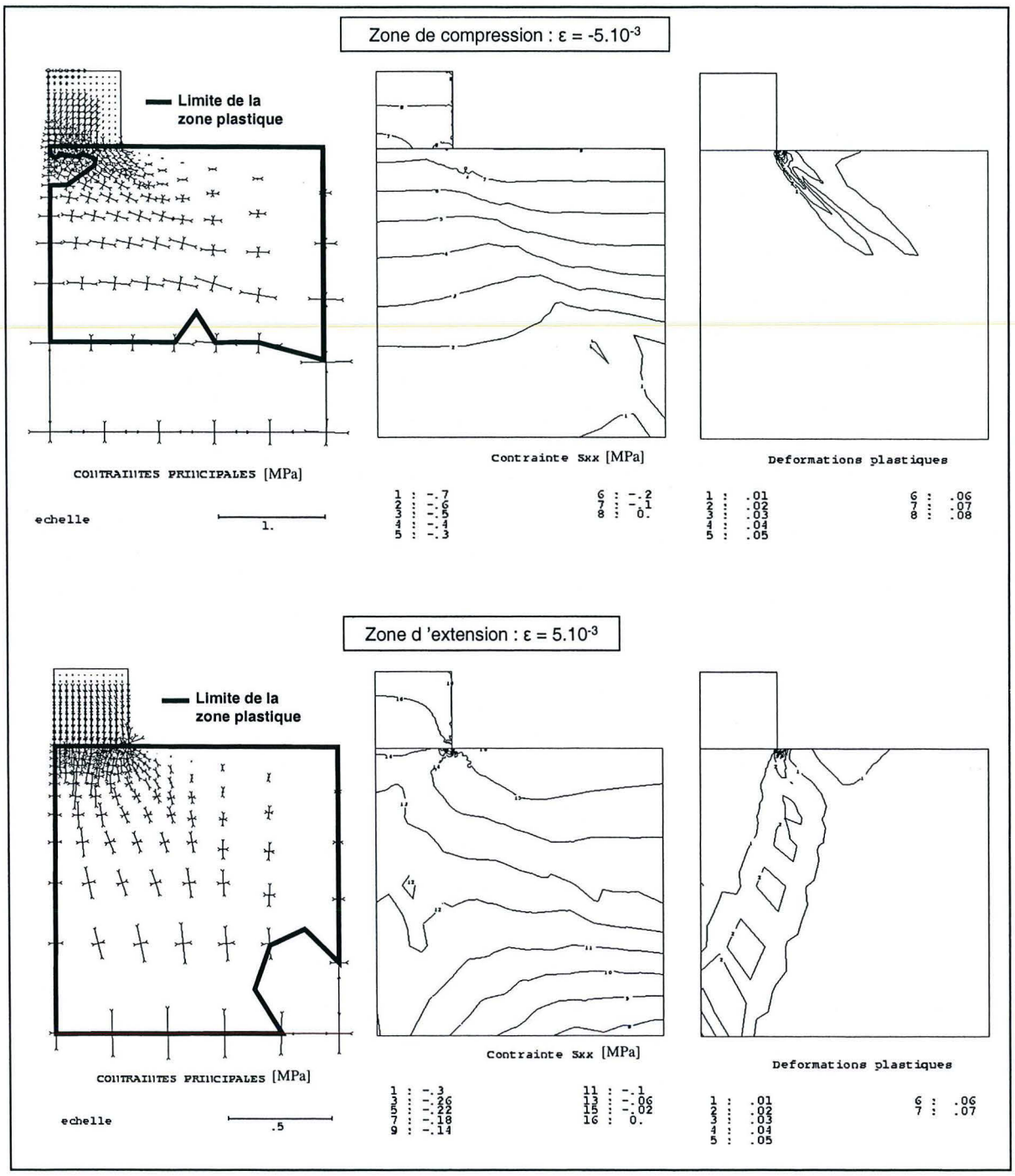


figure 110 : Résultats d'ensemble de l'effet d'une déformation horizontale du terrain (ε = +/- 5.10^{-3})

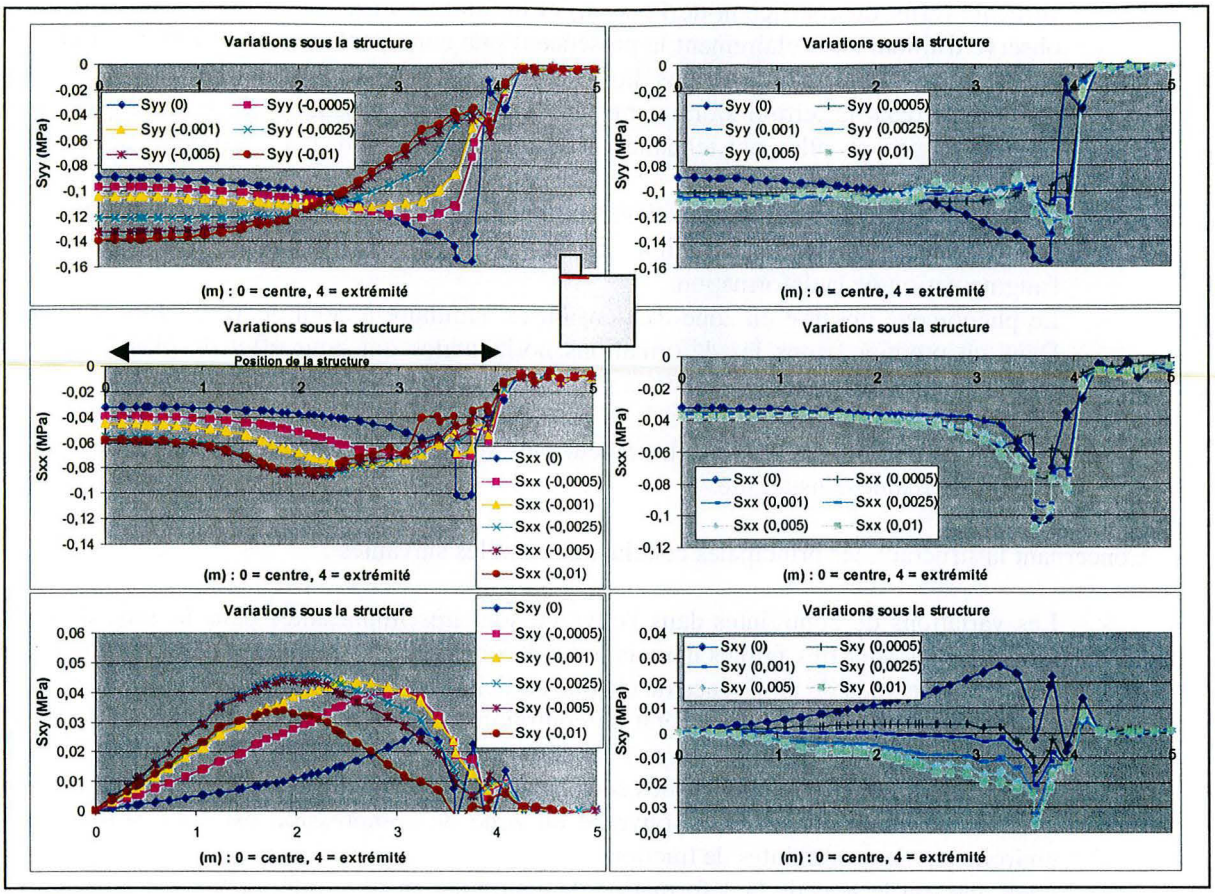


figure 111 : Répartition des contraintes dans le terrain pour une sollicitation en déformation.

Concernant les résultats remarquables le long de la coupe située dans le terrain (figure 111), les principales observations sont les suivantes :

- Au fur et à mesure de l'augmentation de la déformation de compression, la contrainte horizontale sous la structure augmente. Le décalage vers le centre du point de contrainte maximale, correspond à un glissement de l'interface aux extrémités de l'ouvrage.
- En zone de compression, la contrainte de cisaillement évolue conjointement à la contrainte horizontale. Le cisaillement n'augmente d'ailleurs pas tant en valeur absolue qu'en surface d'influence. En effet, la valeur maximale du cisaillement semble être relativement vite atteinte avec des valeurs voisines de 0,04 MPa. En revanche la somme de ces contraintes le long de la structure, somme qui peut s'assimiler à l'effort de cisaillement sollicitant l'ouvrage, peut être calculée par l'aire définie par chaque courbe. On voit alors clairement que l'effort résultant augmente avec la déformation.
- La variation des contraintes verticales sous la structure, en zone de compression, met en évidence une modification importante de ses conditions d'appui. L'ouvrage repose d'autant plus sur son centre que la déformation augmente. On retrouve une distribution des contraintes verticales très similaire à celle observée en zone de courbure convexe. Autrement dit, en zone concave, c'est à dire en zone de compression, chaque mouvement du terrain a un effet contraire sur la répartition des contraintes verticales sous la structure. On explique cette redistribution des contraintes verticales en observant le champ des contraintes principales et les zones plastiques dans le modèle (figure 109). La plasticité observée dans le cas de référence (déformation nulle) est due à une contrainte verticale trop importante par rapport à la contrainte horizontale. Lorsque cette dernière augmente, l'état de contraintes revient dans le domaine élastique jusqu'à ce que la contrainte horizontale dépasse la contrainte verticale et le critère de rupture soit finalement de nouveau atteint. Il s'ensuit alors une plastification régulière qui empêche toute nouvelle augmentation de la contrainte horizontale. Or plus on considère un point profond dans le terrain, plus la contrainte verticale initiale est importante et donc plus la contrainte horizontale limite le sera. C'est pourquoi les contraintes horizontales générées sont d'autant plus importantes qu'on se situe en profondeur et sous la structure. Ces fortes contraintes horizontales sous l'ouvrage génèrent une déformation

verticale (effet du coefficient de Poisson) et le "soulèvement" de la structure par son milieu. On observe d'ailleurs très clairement la présence d'une zone confinée sous l'ouvrage qui reste intacte en dépit des fortes déformations horizontales. Lors de l'augmentation des déformations, les contraintes dans le terrain s'orientent parallèlement et perpendiculairement au contour de cette zone. En agissant, elles ont tendance à soulever la structure par l'intérieur, déchargeant par là même ses extrémités.

- En zone d'extension, on observe des contraintes verticales et horizontales identiques quelle que soit la valeur de la déformation. En revanche, le cisaillement varie régulièrement avec l'augmentation de la déformation.
- Le phénomène observé en zone d'extension est similaire à celui décrit en zone de compression. Dans un premier temps les déformations horizontales ont pour effet de plastifier davantage le terrain sous les extrémités de la structure, et y entraînent une diminution de la contrainte verticale. On observe alors une pénétration de la zone plastique sous la structure et une réhomogénéisation de l'état de contraintes. Le terrain ne peut plus supporter de contraintes additionnelles et on peut prévoir un risque d'instabilité.

Concernant la structure, les principales conclusions sont les suivantes :

- Les variations de contraintes dans l'ouvrage sont très importantes dans la zone de compression alors qu'elles sont très faibles dans la zone d'extension. Ces résultats sont à rapprocher de l'écart constaté au niveau de l'influence de chaque sollicitation dans le terrain.
- Dans la zone de compression, l'état de contrainte observé dans la structure est significatif d'une flexion augmentant parallèlement à la déformation. Cet état de flexion est cohérent avec la répartition des contraintes verticales sous la structure. L'ouvrage est fléchi comme s'il se situait en zone de courbure convexe. Un ouvrage en zone de compression est donc sollicité en certains endroits par des contraintes de traction.
- Quel que soit le sens de la déformation, la contrainte en fibre inférieure est plus importante qu'en fibre supérieure. Cette différence est liée à la présence de contraintes de cisaillement sous la structure. En particulier, en zone de compression, l'effet du cisaillement se cumule à l'effet de la redistribution des contraintes verticales.
- Toutes les coupes, dans la structure, montrent un comportement similaire. La position de la fibre neutre correspond à la fibre moyenne dans la zone de compression, mais est décalée en zone d'extension. Cela signifie que l'effet des contraintes de cisaillement est masqué par celui de la redistribution des contraintes verticales en zone de compression mais qu'il est prédominant en zone d'extension.
- Le tableau 53 résume quelques résultats quantitatifs relevés en fibre supérieure et inférieure de la coupe centrale. Quel que soit le sens de la déformation, on remarque que la variation des contraintes n'est pas proportionnelle à la déformation imposée. En terme d'accroissement des contraintes par rapport au cas de référence, on note que les contraintes de compression ont été multipliées par dix en fibre inférieure pour une déformation du terrain de -5.10^{-3}. Les contraintes de traction atteignent des valeurs nettement plus faibles qu'en compression. Dans tous les cas, elles sont très inférieures à la résistance théorique d'une maçonnerie.
- En zone de compression, on observe une diminution de la contrainte horizontale en fibre inférieure de la structure pour une déformation de 10^{-2}. Ce comportement ne se justifie pas. Il est révélateur de la capacité limitée du modèle à modéliser des déformations trop importantes.

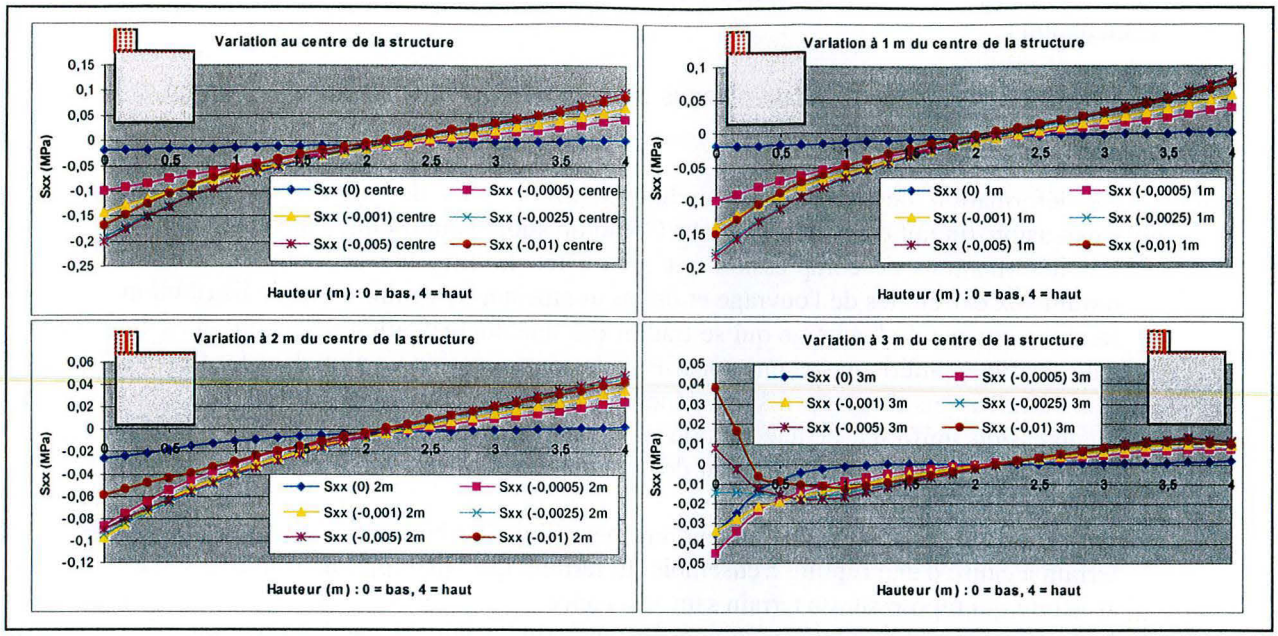


figure 112 : Répartition des contraintes horizontales dans la structure pour une sollicitation en compression.

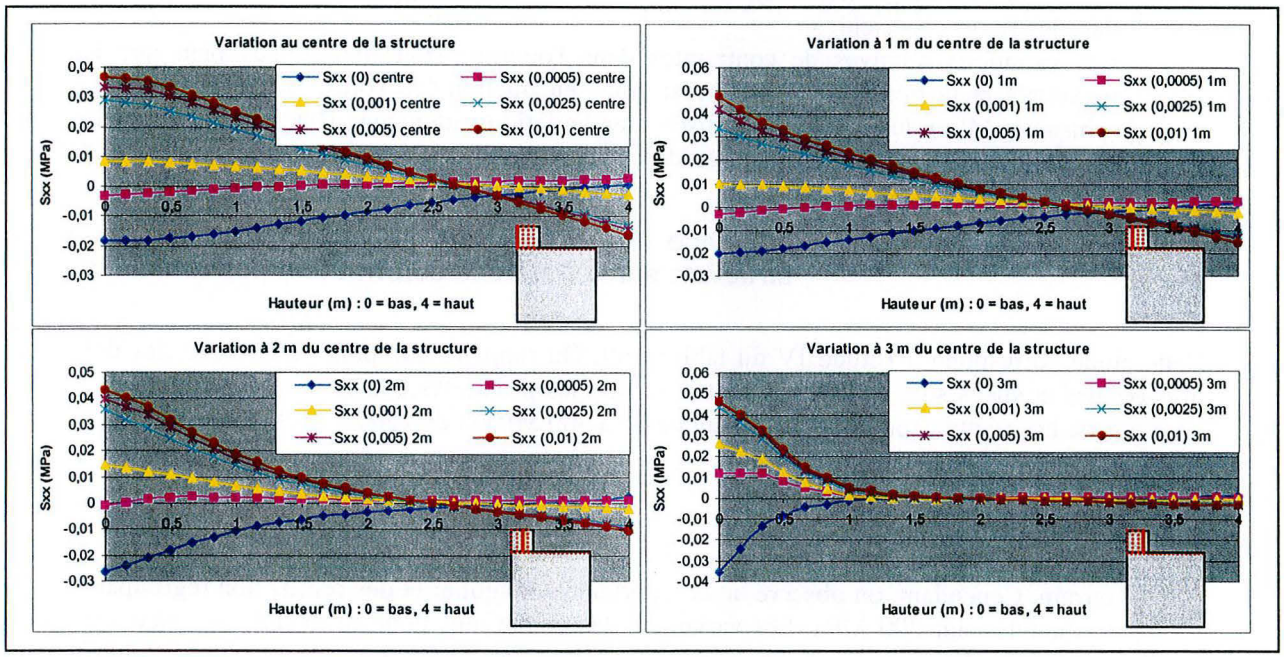


figure 113 : Répartition des contraintes horizontales dans la structure pour une sollicitation en traction.

tableau 53 : Comparaison des contraintes horizontales dans la structure, aux extrémités de la coupe centrale.

Déformation	Sxx en bas [MPa]	Sxx en haut [MPa]
0	-0,018	0
$-0{,}5.10^{-3}$	-0,1	0,04
-1.10^{-3}	-0,15	0,06
$-2{,}5.10^{-3}$	-0,19	0,08
-5.10^{-3}	-0,2	0,09
-10.10^{-3}	-0,17	0,08

Déformation	Sxx en bas [MPa]	Sxx en haut [MPa]
0	-0,018	0
$0{,}5.10^{-3}$	-0,004	0,003
1.10^{-3}	0,008	-0,004
$2{,}5.10^{-3}$	0,029	-0,014
5.10^{-3}	0,033	-0,015
10.10^{-3}	0,036	-0,017

- **Conclusions :**

  On peut résumer les résultats obtenus pour l'étude de l'effet de la déformation horizontale des terrains par les points suivants :

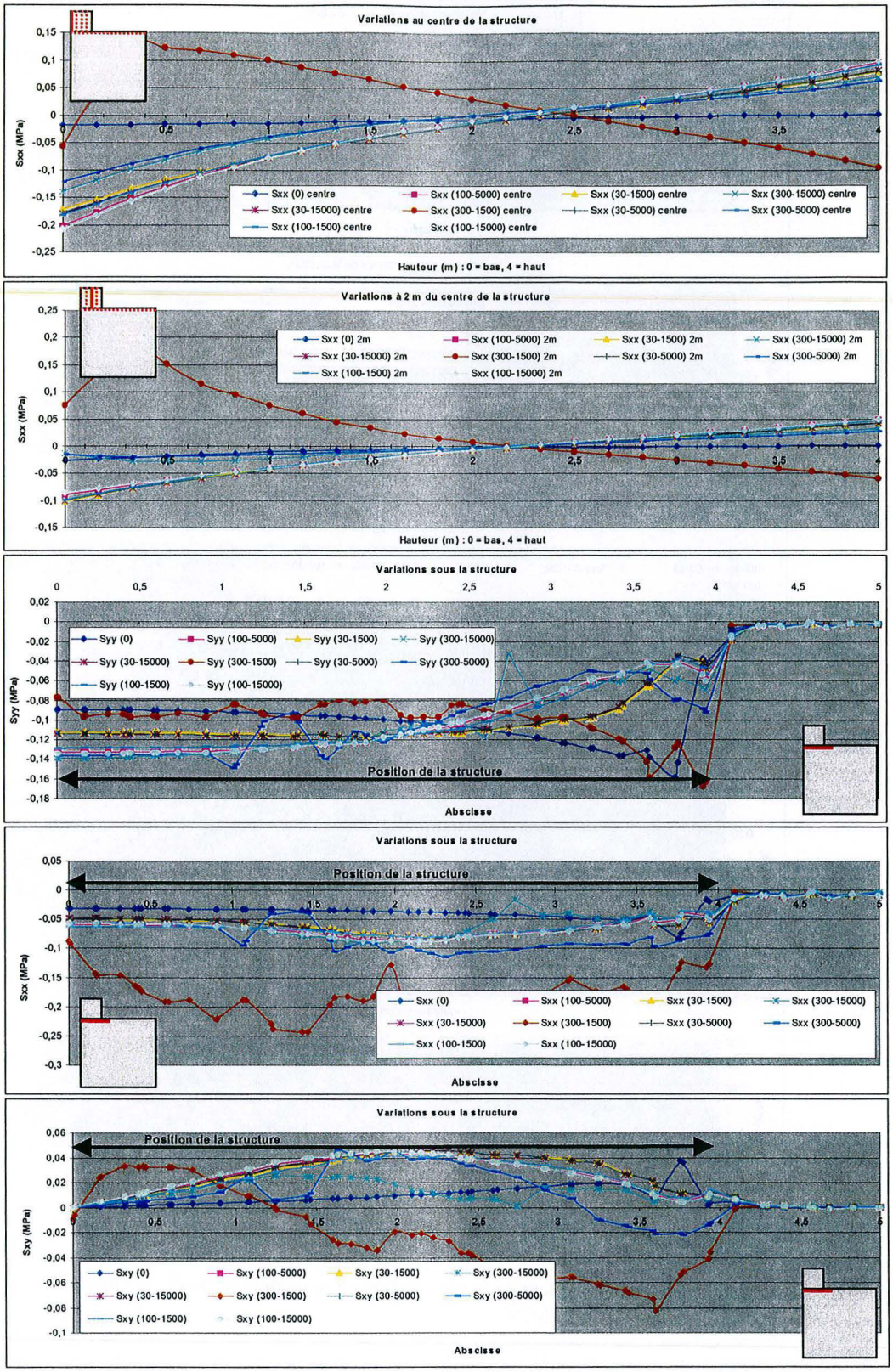
  - La déformation de compression induit beaucoup plus de perturbations que la déformation d'extension, du fait du critère de Mohr-Coulomb adopté qui est très vite atteint dans le second cas.
  - Les déformations de compression ont pour effet de diminuer les contraintes verticales dans le terrain aux extrémités de l'ouvrage et de les augmenter au centre. Cette redistribution entraîne une flexion convexe de l'ouvrage qui se traduit par une augmentation des contraintes de compression dans les fibres inférieures et une apparition de contraintes de traction dans les fibres supérieures.
  - Les déformations de compressions génèrent un état de cisaillement sous l'ouvrage qui induit une compression uniforme et une flexion également convexe. Cette dernière se cumule donc à la flexion induite par la redistribution des contraintes verticales tout en étant moins importante du point de vue de son intensité.
  - Les déformations d'extension engendrent peu de redistribution des contraintes verticales dans le terrain à cause d'une rupture d'ensemble du terrain, qui laisse présager un risque d'instabilité de la structure qui repose sur un terrain sans résistance.
  - Les déformations d'extension se concrétisent principalement par les contraintes de cisaillement sous la structure. Ce sont ces dernières qui sont à l'origine des redistributions de contraintes dans l'ouvrage. Les fibres inférieures de la structure sont tendues alors qu'une compression apparaît dans les fibres supérieures.
  - Les variations relatives de contraintes dans l'ouvrage sont importantes bien que leur valeur maximale reste très inférieur à la résistance en traction (de l'ordre de 1 MPa) ou compression (plusieurs MPa) des matériaux utilisés. Ces variations atteignent 1000% pour une déformation -5.10^{-3} et 300% pour une déformation de 10^{-2}.

c.2 Influence des propriétés mécaniques du terrain et de la structure sur l'effet de la déformation horizontale du terrain

Cette étude correspond à l'étude IV du tableau 49. On rappelle que pour cette étude, les déformations horizontales étudiées sont égales à $+/- 5.10^{-3}$ et que les propriétés considérées du module de Young du terrain et de la structure sont respectivement de 30 à 300 MPa et de 1500 à 15000 MPa.

- **Résultats en zone de compression :**

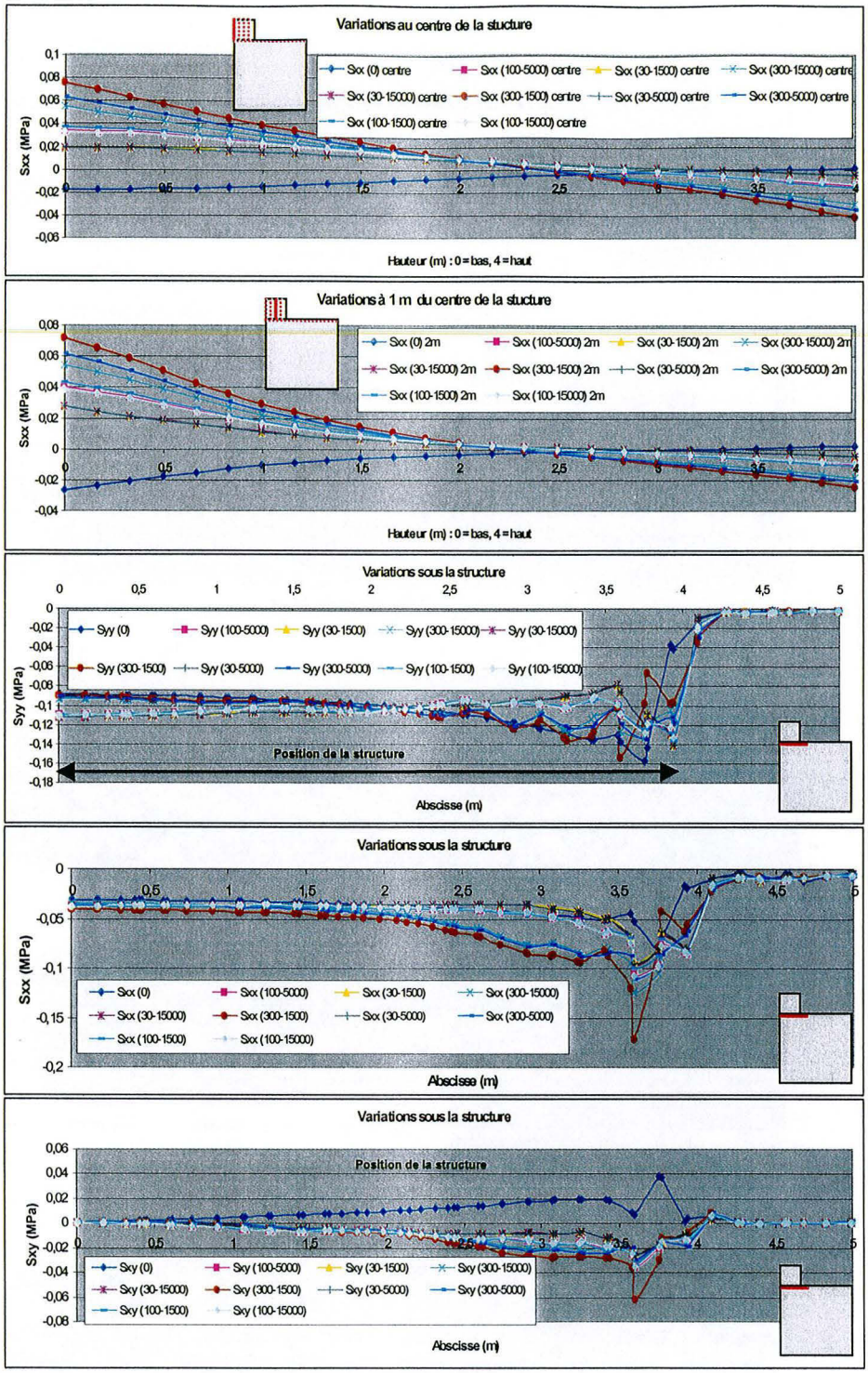
  - Les profils de variation des contraintes peuvent être regroupés selon le module de Young du terrain. Cependant, on observe un comportement singulier et des profils non regroupables lorsque le module vaut 300 MPa. Les variations des contraintes pour ce module semblent incohérentes comparées d'une part aux autres profils, d'autre part, à la nature de la sollicitation. En effet, la déformation de compression doit, a priori, générer une augmentation globale de la compression dans la structure d'autant plus importante que l'est le module de Young du terrain. Cette incohérence des résultats pour le module de terrain le plus élevé s'observe sur toutes les représentations des contraintes.
  - Le module de Young de la structure n'a pas d'influence sur les contraintes. Ce résultat est identique à ce qui avait été observé en zone de courbure.
  - L'augmentation des propriétés mécaniques du terrain a pour effet d'accélérer la rupture du terrain pour une déformation donnée. Autrement dit, il est possible de retrouver les mêmes résultats avec une petite déformation imposée et des caractéristiques du terrain importantes ou avec une grande déformation imposée et des caractéristiques du terrain faibles.



Légende :

Pour chaque courbe, la première valeur entre parenthèses est le module de Young du terrain et la seconde valeur celui de la structure (unités : MPa).

figure 114 : Influence du module de Young du terrain et de la structure vis-à-vis d'une déformation de compression (-5.10^{-3}).



Légende :
Pour chaque courbe, la première valeur entre parenthèses est le module de Young du terrain et la seconde valeur celui de la structure (unités : MPa).

figure 115 : Influence du module de Young du terrain et de la structure vis-à-vis d'une déformation de traction (5.10^{-3}).

- **Résultats en zone d'extension :**

Le modèle se comporte globalement comme pour la zone de compression.

- Les profils de variation peuvent être regroupés selon le module de Young du terrain. On n'observe pas ici de problèmes évidents avec les calculs réalisés avec un module du terrain de 300 MPa.

- Dans la structure, les contraintes de traction augmentent principalement avec le module de Young du terrain, mais une observation attentive met en évidence que cette augmentation est d'autant plus importante que la différence de rigidité croît entre le terrain et l'ouvrage.
- Dans le terrain, on observe une élévation de la contrainte horizontale de compression sous les extrémités de la structure qui se fait conjointement avec celle de la contrainte verticale.

▫ **Conclusions :**

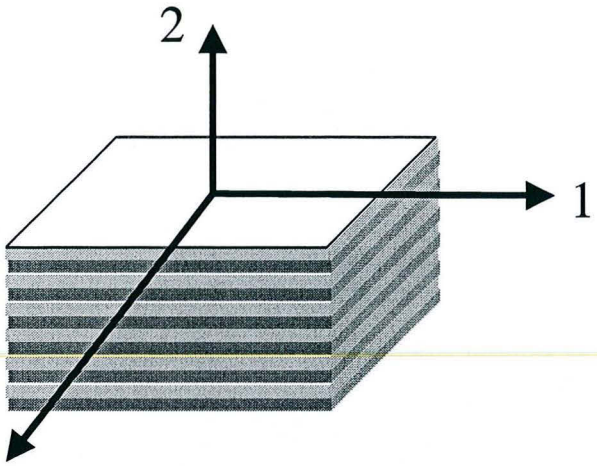
Nous avons synthétisé les principaux résultats de l'étude de l'influence des propriétés mécaniques du terrain et de l'ouvrage sur l'effet d'une déformation horizontale du terrain imposée.

- Les différences de comportement ne peuvent être mises en relation qu'avec les différentes valeurs du module de Young du terrain. Le module de Young de la structure est toujours très supérieur à celui du terrain et n'a que très peu d'influence sur les résultats.
- Lorsque le module de Young de la structure semble influencer le comportement, on peut dire que plus la rigidité relative de la structure par rapport au terrain est faible et plus la déformation a des conséquences défavorables.
- L'augmentation du module élastique du terrain a pour effet d'accroître l'influence des déformations horizontales sur la structure.

d- Etude de l'effet des propriétés anisotropes du terrain

L'étude de l'anisotropie présente un grand intérêt dans la mesure où de nombreux terrains peuvent avoir un tel comportement. Soit l'anisotropie est une propriété intrinsèque du matériau, soit elle est le résultat d'une homogénéisation du comportement complexe d'un terrain constitué de plusieurs matériaux supperposés. En particulier, on pense à l'anisotropie générée par le dépôt des couches sédimentaires. La modélisation d'un terrain par un matériau au comportement isotrope peut donc s'avérer irréaliste. L'objectif de l'étude consiste principalement à mettre en évidence et interpréter les changements de comportement du modèle liés à la prise en compte d'une des deux anisotropies citées.

Pour étudier l'effet de l'anisotropie du terrain, il est nécessaire de procéder méthodiquement. Il est déjà délicat d'interpréter des résultats pour un comportement isotrope, nous rajoutons donc une complexité en envisageant l'anisotropie. Il faut dans un premier temps choisir un type d'anisotropie et les caractéristiques mécaniques associées. Nous avons choisit de considérer l'anisotropie transverse. Cette dernière implique donc l'existence de plans isotropes qu'on a choisi horizontaux. Ces derniers peuvent être assimilés à la sédimentation naturelle. Concernant les propriétés mécaniques, cinq paramètres permettent alors de définir les propriétés mécaniques du terrain : un module de Young vertical qu'on note E_v, un module horizontal qu'on note E_h, deux coefficients de poisson et un module de cisaillement (figure 116 et annexe 6). Afin de rester dans le cadre d'une étude prospective, nous nous sommes limités à faire varier les deux modules de Young en gardant constant et égaux les coefficients de Poisson et en considérant un module de cisaillement moyen. L'ensemble de ces coefficients, les relations entre eux et les résultats qui en découlent sont présentés en détail dans l'annexe 6. Cependant, le choix de considérer des coefficients de Poisson égaux laisse une indétermination selon que le coefficient considéré est ν_{12} ou ν_{21} et le nombre de cas à étudier augmente en conséquence (figure 116).
Le tableau 54 reprend quelques exemples d'argiles anisotropes répertoriées dans la bibliographie. On constate l'étendue des situations possibles, tant sur les rapports d'anisotropie que sur les valeurs du coefficient de Poisson. Bien que certains de ces matériaux ne se rencontrent qu'à de très grandes profondeurs, ce tableau n'a pour objet que de montrer l'étendue des situations possibles et donc de s'assurer que les propriétés anisotrope choisies, dans le cadre de cette étude prospective de l'effet de l'anisotropie, ne sont pas irréalistes.



Les propriétés mécaniques sont déterminées par cinq coefficients:

$E_1 = E_3 = \mathbf{E_h}$
$E_2 = \mathbf{E_v}$
$\mathbf{G_{12}}$
$\nu_{13} = \nu_{31} = \nu_{\text{plan isotrope}}$
$\nu_{12} = \nu_{32}$
$\nu_{21} = \nu_{23}$
et $\nu_{21}/E_2 = \nu_{12}/E_1$

En rajoutant l'hypothèse d'égalité des coefficients de Poisson, deux possibilités sont offertes :
soit $\nu_{\text{plan isotrope}} = \nu_{12}$
soit $\nu_{\text{plan isotrope}} = \nu_{21}$

figure 116 : Définition des propriétés mécanique du milieu anisotrope étudié.

tableau 54 : Exemple de rapports d'anisotropie mesurés pour différentes argiles.

Matériau	Module élastique vertical	Rapport d'anisotropie	Coefficients de Poisson
Argiles, Prat et al. (1995)	$3,6 < E_v < 22,2$	$0,47 < E_h/E_v < 2$	$\nu_{\text{plan isotrope}} = -0,38$ à $0,38$ $\nu_{21} = 0,17$ à $0,4$
Argiles, Lama et Vutukuri (1978)	$11 < E_v < 84$	$0,54 < E_h/E_v < 1,2$	$\nu_{\text{plan isotrope}} = -0,04$ à $0,6$ $\nu_{12} = 0,28$ à $1,04$

Par ailleurs, nous avons souhaité pouvoir comparer les résultats obtenus avec des propriétés mécaniques anisotropes aux résultats précédents isotropes. Nous avons donc choisi de reprendre les mêmes modules de Young que ceux préalablement utilisés. Nous avons considéré deux cas : Un module vertical E_v = 100 MPa avec un module horizontal E_h = 30 MPa et l'inverse à savoir un module E_v = 30 MPa avec un module E_h = 100 MPa. **Par soucis de simplification nous nommerons « cas A » l'étude où le module horizontal est le plus faible et « cas B » celle où il est le plus élevé**. Les rapports d'anisotropie sont donc respectivement de 0,3 et 3, soit globalement plus marqués que dans la réalité. Les écarts observés seront donc amplifiés ce qui n'est pas gênant dans le cadre d'une étude prospective. Dans un premier temps, nous avons privilégié l'égalité des coefficients de Poisson $\nu_{21} = \nu_{\text{plan isotrope}} = 0,25$. Dans un second temps, l'égalité entre ν_{12} et $\nu_{\text{plan isotrope}}$ est envisagée. L'ensemble des paramètres et des études réalisées est récapitulé dans le tableau 55 :
Nous allons dans un premier temps présenter les résultats correspondants au comportement du modèle sous le poids propre de la structure. Puis nous allons successivement analyser l'effet des déformations horizontales et de la courbure du terrain.

tableau 55 : Récapitulatif des études réalisées pour étudier l'effet de l'anisotropie du terrain sur le comportement d'une structure rigide en zone de courbure ou en zone de déformation.

Propriétés communes à toutes les études	Anisotropie du terrain		Sollicitations étudiées
Terrain élastoplastique : C = 0 MPa φ = 30° ψ = 10° Structure élastique : E_{mur} = 5000 MPa ν_{mur} = 0,2 Interface frottante : φ = 30° ψ = 0° résistance à la traction nulle	Cas A	E_h = 30 MPa E_v = 100 MPa G_{12} = 20 MPa $\nu_{21} = \nu_{plan\ isotrope} = \nu$ = 0,25	Déformation d'extension $\varepsilon = 5.10^{-3}$ Déformation de compression $\varepsilon = 5.10^{-3}$ Courbure concave du terrain R = -5000 m Courbure convexe du terrain R = 5000 m
		E_h = 30 MPa E_v = 100 MPa G_{12} = 20 MPa $\nu_{12} = \nu_{plan\ isotrope} = \nu$ = 0,25	Déformation d'extension $\varepsilon = 5.10^{-3}$ Déformation de compression $\varepsilon = 5.10^{-3}$ Courbure concave du terrain R = -5000 m Courbure convexe du terrain R = 5000 m
	Cas B	E_h = 100 MPa E_v = 30 MPa G_{12} = 20 MPa $\nu_{21} = \nu_{plan\ isotrope} = \nu$ = 0,25	Déformation d'extension $\varepsilon = 5.10^{-3}$ Déformation de compression $\varepsilon = 5.10^{-3}$ Courbure concave du terrain R = -5000 m Courbure convexe du terrain R = 5000 m
		E_h = 100 MPa E_v = 30 MPa G_{12} = 20 MPa $\nu_{12} = \nu_{plan\ isotrope} = \nu$ = 0,25	Déformation d'extension $\varepsilon = 5.10^{-3}$ Déformation de compression $\varepsilon = 5.10^{-3}$ Courbure concave du terrain R = -5000 m Courbure convexe du terrain R = 5000 m

d.1 Comportement sous le poids propre de la structure

On observe d'importantes modifications du comportement global du modèle par rapport aux cas isotropes déjà étudiés (figure 117).
Les zones plastifiées sont très notablement différentes, plus importantes dans le cas A et moins importantes dans le cas B. Il faut comprendre l'origine de ces différences de zone plastique avant de pouvoir interpréter les courbes de variations. L'annexe 6 contient quelques développements théoriques qui vont nous intéresser ici. On observe que le modèle est bloqué en déformations horizontales (conditions limites et déformations planes) et chargé verticalement (poids propre de la structure). On se rapproche alors des conditions œdométriques. Nous avons donc cherché à calculer les rapports de contraintes Sxx/Syy (contraintes horizontales sur verticales) en conditions œdométriques, lorsqu'on impose une contrainte verticale et qu'on empêche toute déformation horizontale :

$$\frac{Sxx}{Syy} = \frac{E_h.\nu}{E_v(1-\nu)} \quad \text{dans le cas où } \nu = \nu_{12} = \nu_{plan\ isotrope}$$

Les calculs mettent en évidence des rapports proches de l'unité pour le cas B et proche d'un dixième pour le cas A. Cet écart entre les deux rapports de contraintes est à l'origine de la rupture beaucoup plus importante du modèle correspondant au cas A. En effet plus le rapport s'éloigne de l'unité et plus les deux contraintes principales dans le plan du modèle différent et plus l'état de contraintes est proche du seuil définit par le critère de rupture. On rappelle que pour un matériau isotrope le même rapport de contraintes en conditions œdométriques est égal à $\nu/(1-\nu)$ = 0,33 pour un coefficient de Poisson de 0,25.
L'interprétation des autres graphes de la figure 117 découle alors de cette première réflexion. L'apparition de points plastiques sous chargement vertical conduit soit à une limitation des contraintes verticales lorsqu'ils apparaissent nbombreux (cas A), soit à leur augmentation lorsqu'ils apparaissent peu nombreux (cas B). Conformément aux relations présentées dans l'annexe 6, les contraintes horizontales sous la structure sont presque identiques aux contraintes verticales dans le cas B alors qu'elles restent nettement plus faibles dans le cas A. Concernant les contraintes de cisaillement, on comprend que l'augmentation conjointe des contraintes horizontales et verticales conduise à un cisaillement plus faible que lorsque cette augmentation est différentielle.
L'interprétation de la variation des contraintes horizontales dans la structure nécessite, d'une part, de la considérer comme une poutre au sens de la résistance des matériaux, et d'autre part, de décomposer ses sollicitations. En effet, si on isole l'ouvrage, on observe que les sollicitations sont triples : le poids propre de l'ouvrage qui tend à comprimer les fibres inférieures de la structure, la répartition des contraintes verticales à sa base qui tend à étirer les fibres inférieures et enfin les contraintes de cisaillement. On peut alors comprendre le résultat du cas B qui diffère considérablement des autres comportements : en permettant une augmentation des contraintes verticales d'une part et en limitant l'apparition de

cisaillement d'autre part, la flexion induite dans la structure est contraire à celle existante lorsque les contraintes verticales ne sont pas si fortes et que le cisaillement a lieu.

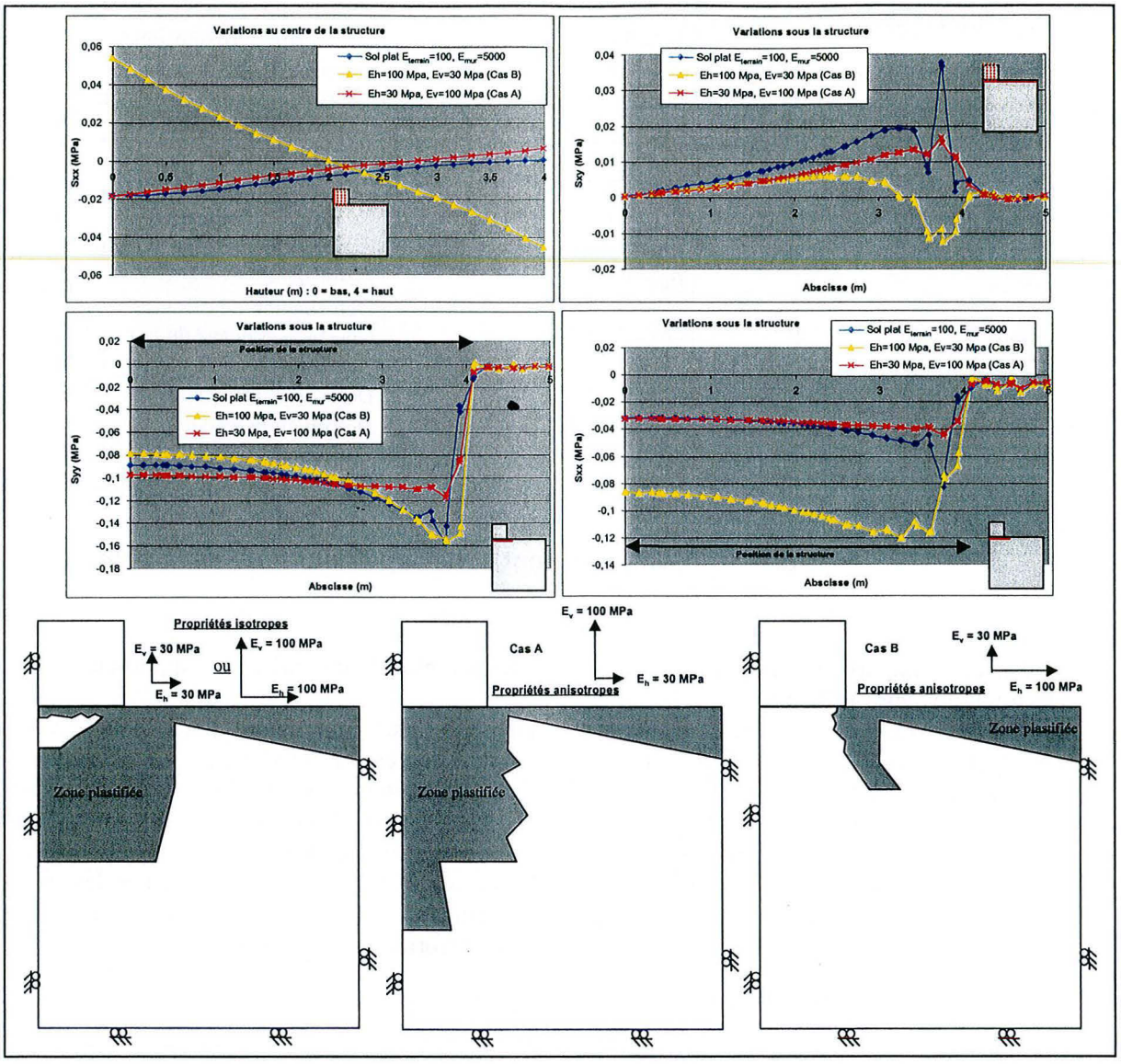


figure 117 : Contraintes dans le terrain et dans l'ouvrage pour une structure reposant sur un sol horizontal, effet de l'anisotropie et comparaison des zones plastiques.

d.2 Effet d'une déformation horizontale

Nous avons choisi d'observer le comportement des modèles anisotropes pour une déformation de traction et de compression de $\pm 5.10^{-3}$. Ce comportement est comparé à celui des modèles isotropes. Les résultats sont montrés sur la figure 118 (compression) et la figure 120 (traction). On peut y observer les variations des contraintes le long d'une coupe verticale centrale dans la structure et dans le terrain le long d'une coupe située 10 cm sous la structure.

- **Effet d'une déformation de compression (figure 118 et figure 119) :**

Les principales observations sont les suivantes :

- Le cas B présente un comportement très différent des cas isotropes.
- Le cas B qui présentait une zone plastifiée très réduite en l'absence de sollicitation (figure 117) aboutit à une zone plastifiée plus étendue avec la déformation du terrain (figure 119).

- Le cas A présente un comportement très semblable aux cas isotropes avec une tendance à l'augmentation des contraintes horizontales dans la structure.

Les différences mises en évidence ne sont pas surprenantes puisque l'étude du comportement du modèle sous le poids propre de la structure avait montré, dans le cas B, l'existence d'un état de contraintes singulier dans le massif, voisin de l'isotropie. En partant d'un tel état, la déformation horizontale nécessaire pour dépasser le critère de rupture est évidemment bien plus importante que dans les autres cas. Ceci étant, l'apparition de nombreuses redistributions d'efforts liés à la rupture du massif complique l'interprétation et la justification des résultats. Nous pensons que la présente étude prend tout son sens lorsqu'il s'agit simplement d'aider à l'appréhension intuitive du phénomène. Des modélisations plus progressives, basées sur une étude bibliographique plus poussée seraient nécessaires pour poursuivre dans cette voie.

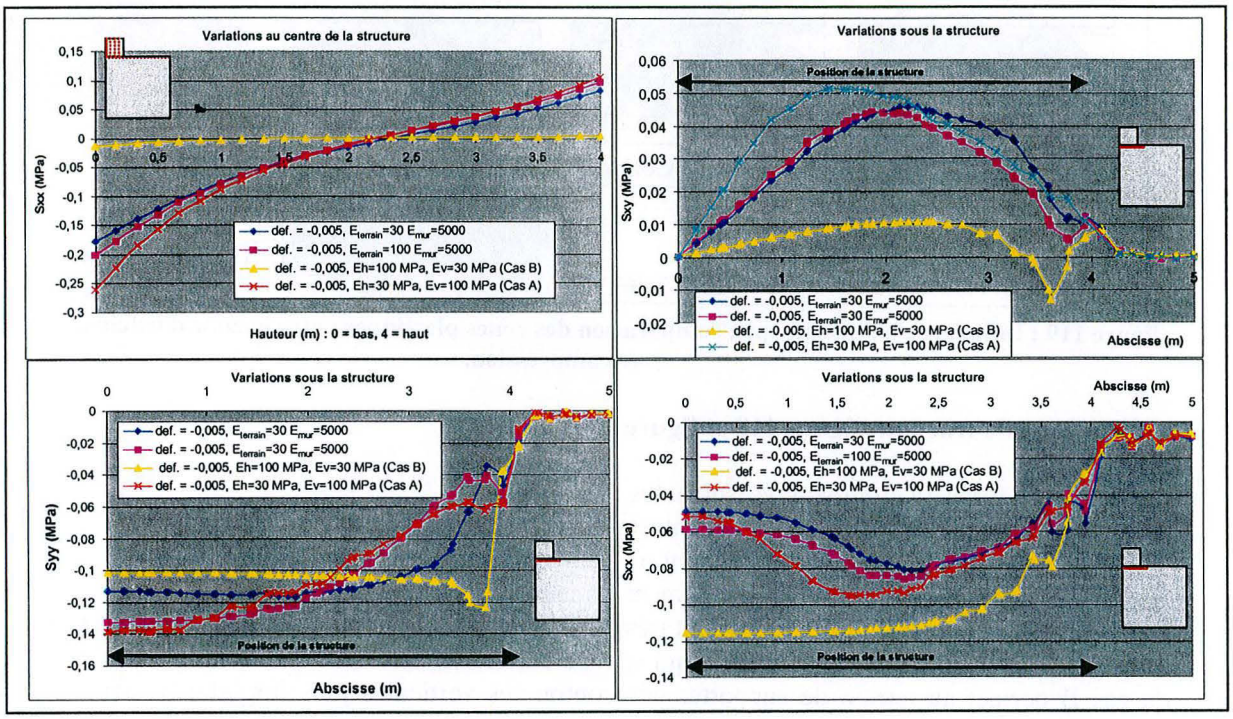


figure 118 : Influence de l'anisotropie sur le comportement en zone de compression.

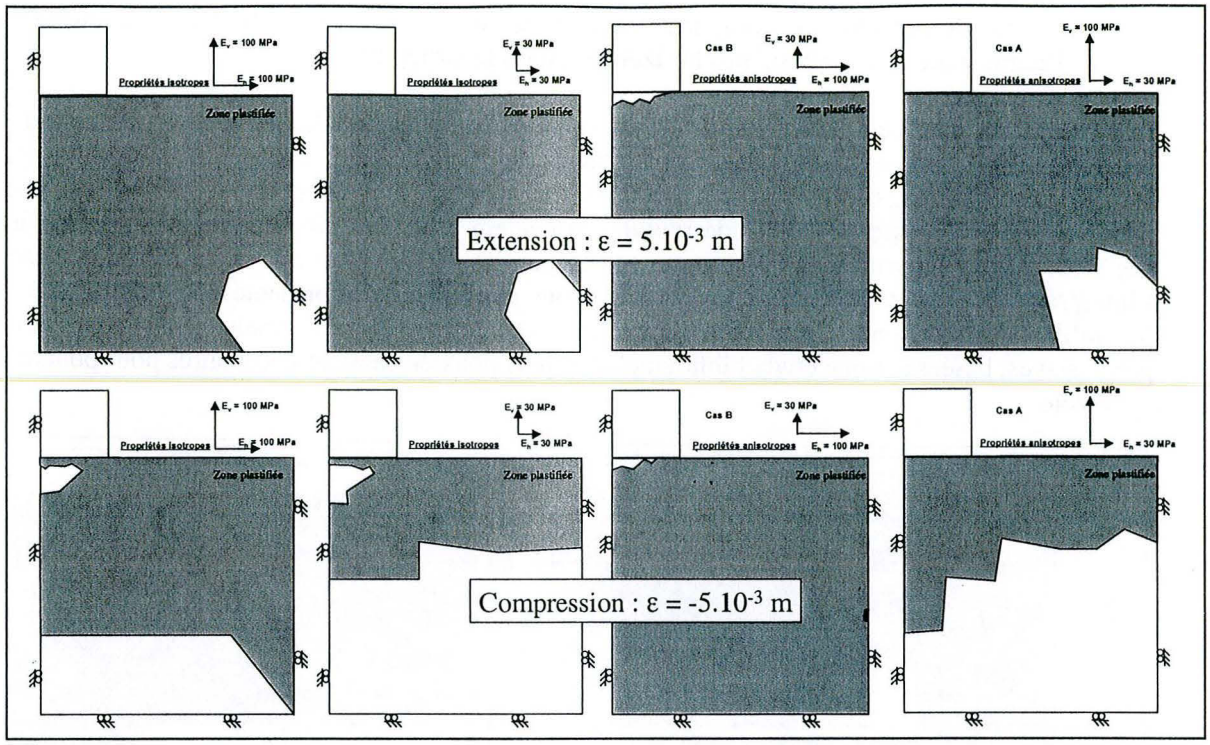


figure 119 : Influence de l'anisotropie, comparaison des zones plastiques entre la zone d'extension et la zone de compression.

- **En zone de traction (figure 119 et figure 120) :**

Les principales observations sont les suivantes :

- Le cas B présente un comportement très différent des cas isotropes.
- Le cas A présente un comportement très semblable aux cas isotropes.
- Les zones plastifiées sont sensiblement les mêmes dans chaque situation.

Dans le cas B, les contraintes initiales sont très différentes de celles obtenues dans les autres cas (cas A ou isotrope) et c'est cette différence initiale qui se répercute ici. L'état de contraintes initiales quasi isotrope du cas B permet au terrain de supporter des contraintes verticales plus importantes avant d'entrer en plasticité.

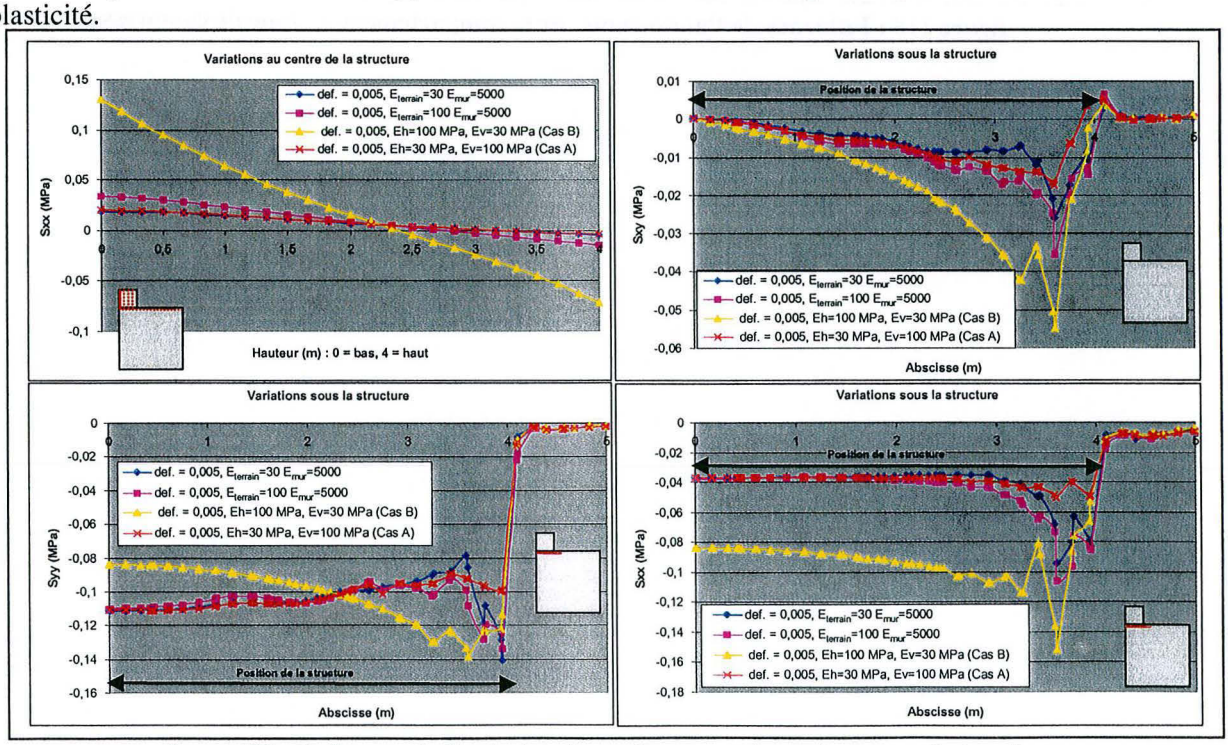


figure 120 : Influence de l'anisotropie sur le comportement en zone de traction.

- **Conclusions :**

La réponse du modèle est principalement perturbée lorsque la rigidité horizontale du terrain est plus importante que la rigidité verticale (cas B). Ce comportement s'explique du fait qu'une telle anisotropie du comportement a tendance à générer un état de contraintes initiales dans le terrain plus proche de l'isotropie. Il en découle un état de contraintes d'autant plus éloigné de l'état plastique. Avant toute déformation des terrains, les contraintes sont donc fondamentalement différentes. Par la suite, les changements engendrés par les déformations ont une répercussion plus forte dans ce même cas puisque l'état plastique est plus éloigné. Il résulte de ces considérations que, dans le cas B et par rapport aux cas isotropes, les contraintes finales dans la structure sont plus faibles en zone de compression et plus importantes en zone de traction (trois fois supérieures). Dans le cas A (Module de Young horizontal plus faible), c'est la déformation de compression qui tend à augmenter les contraintes horizontales dans la structure.

d.3 Comportement sous l'action de la courbure du terrain

Nous avons, dans cette partie, cherché à caractériser l'influence de l'anisotropie des propriétés mécaniques du terrain sur le comportement du modèle en zone de courbure concave ou convexe. Pour cela, on a considéré des rayons de courbure de ± 1000 m. Nous présentons successivement les résultats correspondants à la zone concave sur la figure 121 puis à la zone convexe sur la figure 122. Par ailleurs, on a représenté les zones plastifiées en fonction des propriétés mécaniques et de la zone de courbure sur la figure 123.

- **Comportement en zone concave (figures 121 et 123) :**

Le comportement peut s'observer de manière satisfaisante en regardant la variation des contraintes verticales sous la structure. On en déduit la manière dont se fait le contact sol-structure et en particulier si le poids de l'ouvrage est transmis le long de l'ensemble de sa base ou par ses extrémités. On peut réaliser un classement des études selon que la structure repose plus ou moins uniformément sur sa base. Dans l'ordre croissant, c'est le cas A qui correspond à la répartition de contraintes verticales la plus régulière puis vient le cas isotrope (E = 30 MPa), ensuite le cas B et enfin le second cas isotrope (E = 100 MPa). Cette classification est tout à fait logique :

- Dans le cas isotrope (E = 100 MPa) : La raideur du terrain est telle que le tassement du terrain sous le poids de la structure est suffisamment faible pour que le centre de l'ouvrage ne touche pas le sol. Néanmoins une plasticité apparaît (figure 123) aux extrémités et limite la valeur des contraintes verticales.
- Dans le cas B (E_h = 100 MPa, E_v = 30 MPa) : Le module vertical plus faible entraîne immédiatement un tassement plus important que dans le cas isotrope précédent. Cependant la forte raideur horizontale entraîne des états de contraintes se rapprochant de l'isotropie d'où une plastification du terrain réduite au minimum. Il en découle un tassement supérieur à précédemment et l'ouvrage n'est plus décollé au centre.
- Dans le cas isotrope (E = 30 MPa) : Le module horizontal plus faible que dans le cas B entraîne immédiatement une plastification plus importante. Il en résulte forcément d'une part un tassement plus élevé, d'autre part une répartition des contraintes verticales sous la structure plus régulières.
- Dans le cas A (E_h = 30 MPa, E_v = 100 MPa) : Le module de Young vertical important aurait tendance à engendrer le même comportement que dans le cas isotrope (E = 100 MPa). Cependant, la très faible raideur horizontale ne permet aux contraintes verticales importantes de voir le jour. Il en résulte un « nivellement » des contraintes verticales et donc à une répartition plus uniforme.

Notons par ailleurs que le classement serait le même si nous avions pris des rapports d'anisotropie plus faibles. Seul le cas A pourrait cependant se comporter différemment. La seule certitude étant qu'il se place nécessairement après le cas isotrope qui aurait le plus fort module de Young. Il en résulte des contraintes de traction en fibre inférieure de l'ouvrage qui sont d'autant plus importantes que l'ouvrage repose sur ses abouts. Compte tenu des commentaires déjà faits, l'anisotropie du terrain n'est pas à l'origine d'une sollicitation plus importante de la structure.

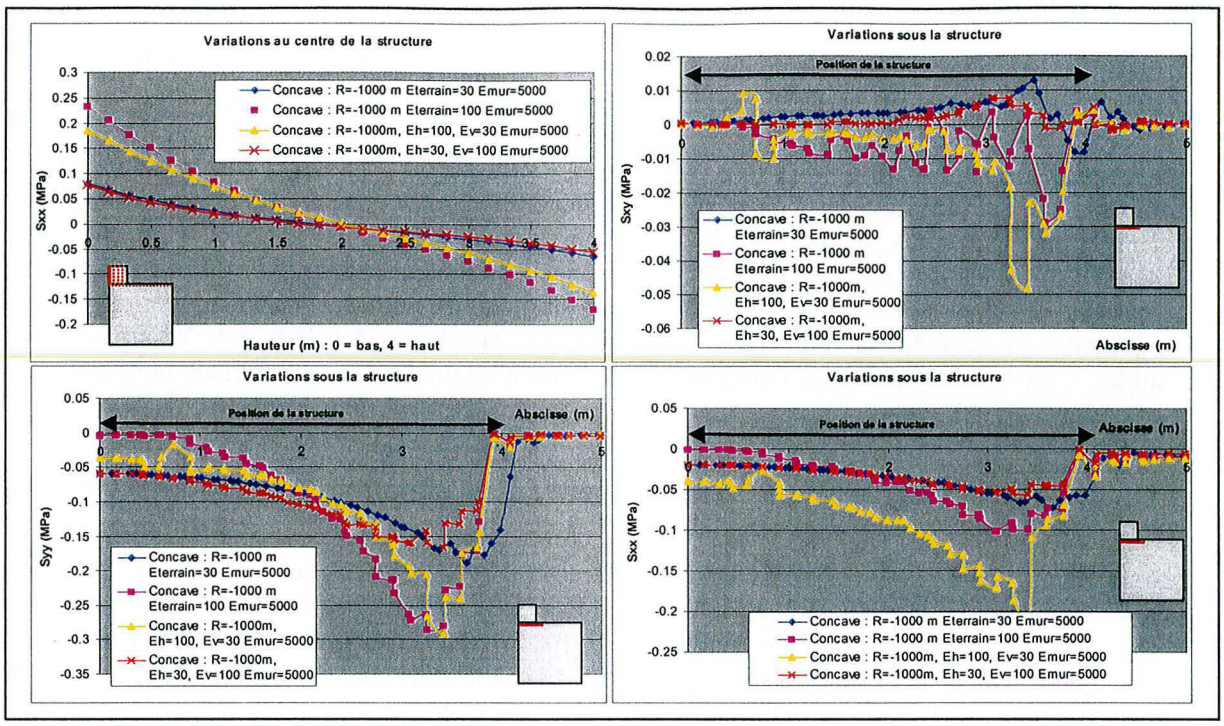


figure 121 : Influence de l'anisotropie sur le comportement en zone concave.

- **Comportement en zone convexe (figure 122 et figure 123) :**

On observe dans cette zone une réplique assez fidèle du comportement en zone concave. Cette fois ci la structure repose préférentiellement en son centre. Selon la même classification que pour la zone concave, le terrain supporte plus ou moins des contraintes verticales importantes. Il en résulte des plastifications (figure 123) qui ont tendance à homogénéiser les contraintes verticales sous la structure.
De nouveau, on observe que les contraintes horizontales dans la structure ne sont pas amplifiées puisqu'elles restent inférieures à celles obtenues dans le cas isotrope correspondant au plus fort module de Young.

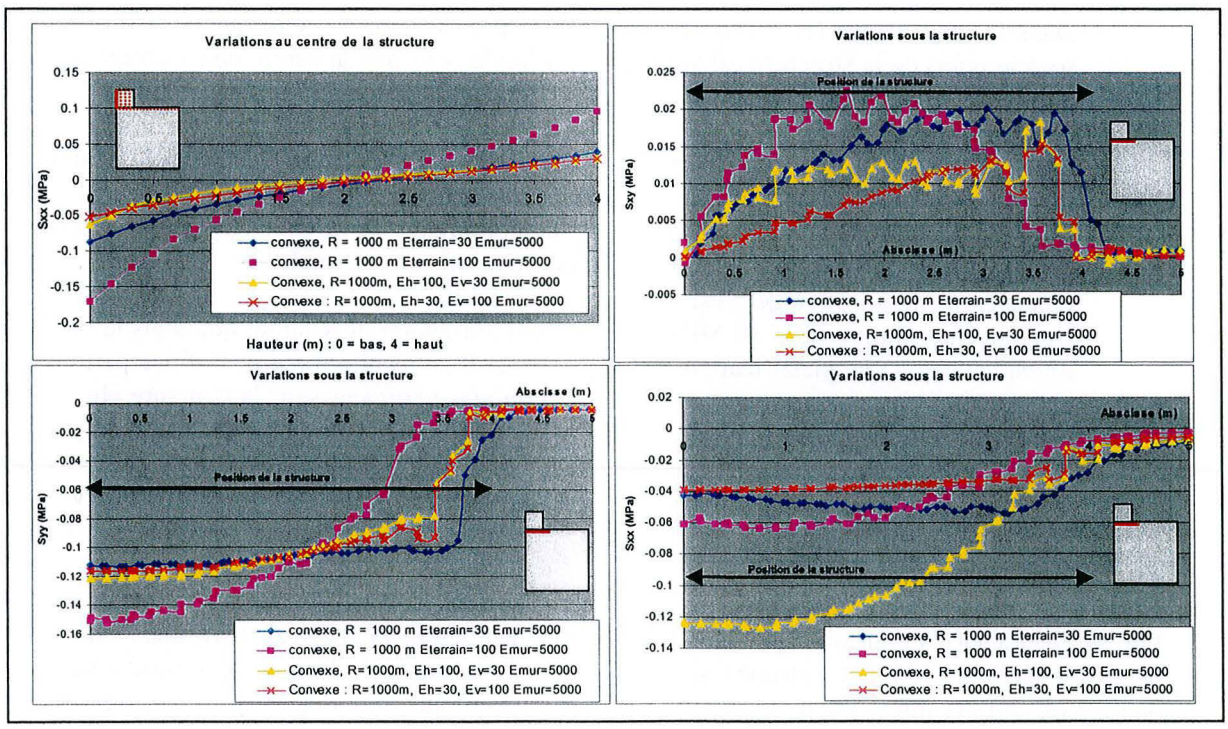


figure 122 : Influence de l'anisotropie sur le comportement en zone convexe.

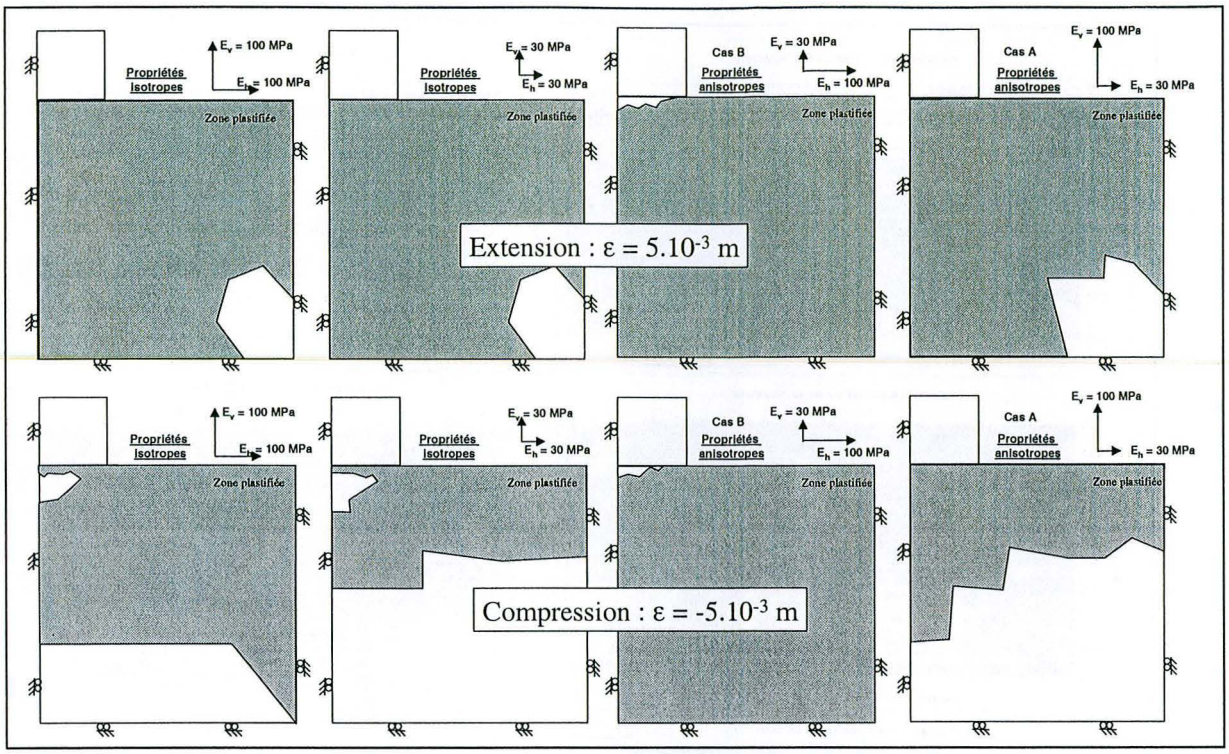


figure 123 : Influence de l'anisotropie, comparaison des zones plastiques entre la zone concave et convexe.

- **Conclusions :**

L'anisotropie du terrain entraîne des modifications importantes du comportement du modèle. Cependant, on a pu observer que l'étude des deux cas isotropes correspondant aux deux modules de Young des cas anisotropes, encadre l'ensemble des comportements possibles. En particulier les contraintes horizontales observées au centre de la structure ont été réduites du fait de l'anisotropie.

d.4 Influence du choix du coefficient de Poisson

Comme il a été mis en évidence dans l'annexe 6, deux possibilités s'offraient à nous pour satisfaire notre choix de simplifier le problème en prenant les coefficients de Poisson égaux. En effet, il existe pour l'isotropie transverse trois coefficients de Poisson dont deux reliés par une relation (ν_{12} et ν_{21} dans notre cas). Les calculs exposés aux paragraphes d.2 et d.3 correspondaient au cas où le coefficient de Poisson du plan isotrope a été pris égal à ν_{21}. Il convient maintenant d'étudier ce qu'il advient si on choisit de prendre égaux le coefficient du plan isotrope et ν_{12}.
Les résultats sont présentés sur la figure 124. Nous allons les commenter qualitativement. On peut y voir les variations de contraintes normales dans la coupe centrale de la structure (graphiques de gauche) ainsi que la variation des contraintes verticales dans le terrain sous la structure (graphiques de droite). De haut en bas les résultats correspondent au comportement du modèle sous le poids de la structure sans autre sollicitation puis l'effet d'une déformation de compression, en troisième l'effet de la traction, en avant dernier l'effet d'une courbure concave et enfin celui d'une courbure convexe.

- En zone de courbure, les résultats montrent que l'étude des cas isotropes permet d'encadrer les résultats obtenus avec un comportement anisotrope du terrain.
- Les contraintes horizontales dans la structure, en zone de déformation de compression, sont fortement dépendantes du coefficient de Poisson choisi. L'étude précédente (figure 118) avait montré que la structure était davantage sollicitée lorsque le module de Young horizontal était le plus faible. Cette conclusion est totalement remise en cause lorsque la valeur du coefficient de Poisson est modifiée.
- En zone de déformation d'extension, les résultats sont moins sensibles à la valeur du coefficient de Poisson.

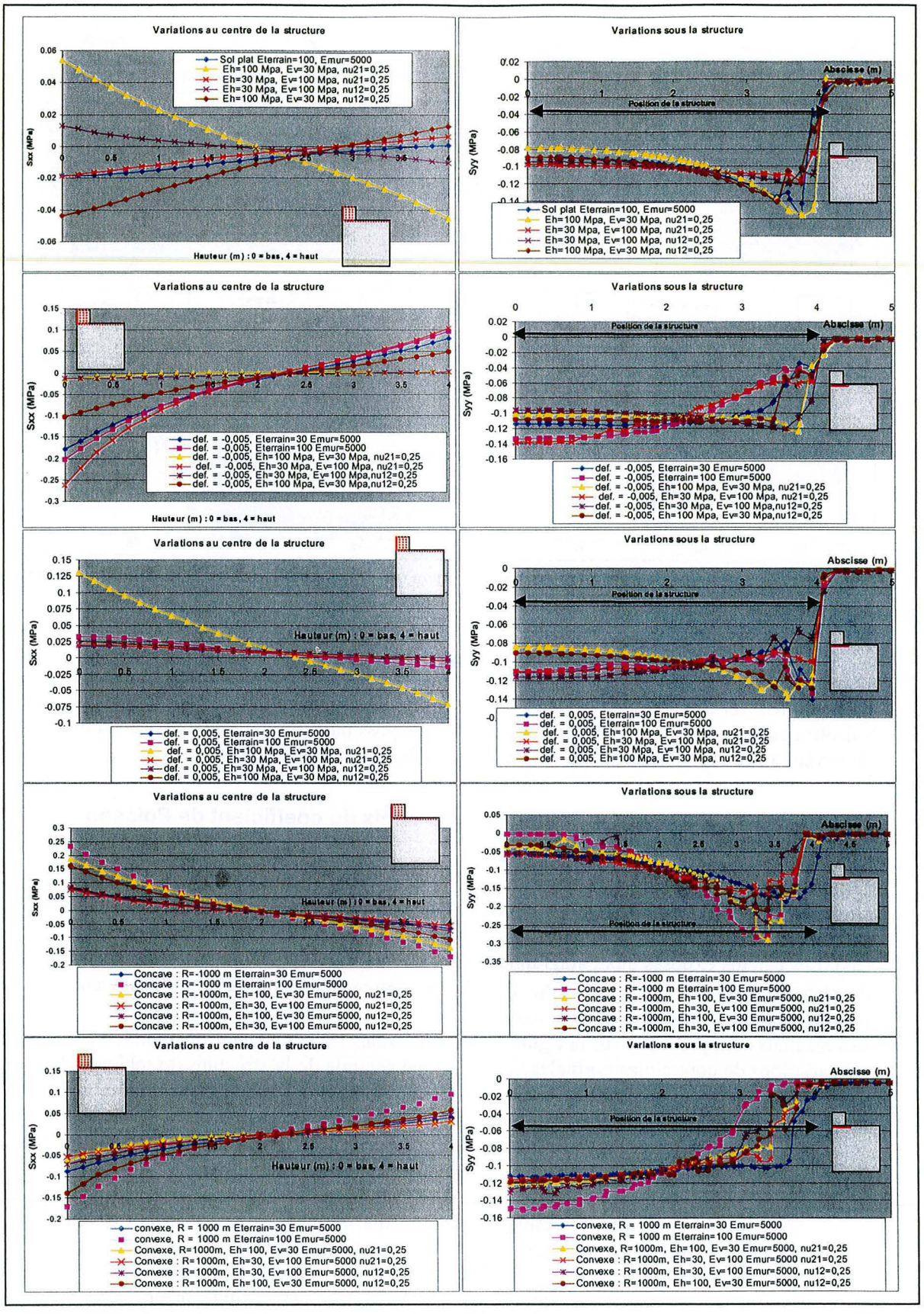


figure 124 : Influence des coefficients de Poisson en calcul isotrope transverse.

d.5 conclusions

Nous avons considéré le modèle isotrope transverse avec deux modules de Young égaux à 30 MPa et 100 MPa, deux coefficients de Poisson égaux à 0,25 et un module de cisaillement de 20 MPa. Ces propriétés ne permettent qu'une étude prospective. Les études anisotropes ont été comparées avec les résultats de deux études isotropes (module de Young de 30 MPa ou 100 MPa). Nous pouvons résumer les résultats obtenus en étudiant l'effet de l'anisotropie sur le comportement d'une structure en zone de déformation ou de courbure par les points suivants :

- Lorsque le module de Young horizontal est plus important que le module vertical la consolidation du terrain sous le poids de l'ouvrage génère des états de contraintes proches de l'isotropie. Il en résulte un état de contraintes éloigné de l'état plastique. Une anisotropie inverse génère au contraire des états de contraintes anisotropes et proches de l'état plastique.
- Vis-à-vis d'une déformation de compression l'anisotropie du terrain tend à modifier défavorablement l'état de contraintes dans la structure lorsque le module de Young horizontal est inférieur au module vertical et modifie favorablement l'état de contrainte dans le cas inverse.
- Vis-à-vis d'une déformation d'extension, l'anisotropie influence l'état de contraintes, mais sans être à l'origine de variations significatives de la sollicitation de la structure.
- Vis-à-vis de la courbure du terrain, l'anisotropie n'entraîne aucune modification néfaste des contraintes dans la structure. L'étude des deux cas isotropes permet d'encadrer les différents comportements possibles liés à l'anisotropie.

4.2.3 Synthèse et analyse des études

Nous avons essayé de synthétiser l'ensemble des résultats concernant l'effet des mouvements des terrains sur quelques figures. Dans un premier temps, nous avons répertorié dans chaque cas étudié la contrainte maximale de traction apparaissant dans la structure. En considérant que l'intensité de cette contrainte est un indicateur de l'intensité de la sollicitation qui affecte réellement la structure, il est possible de comparer tous les cas les uns par rapport aux autres. La figure 125 présente le résultat de cette classification.

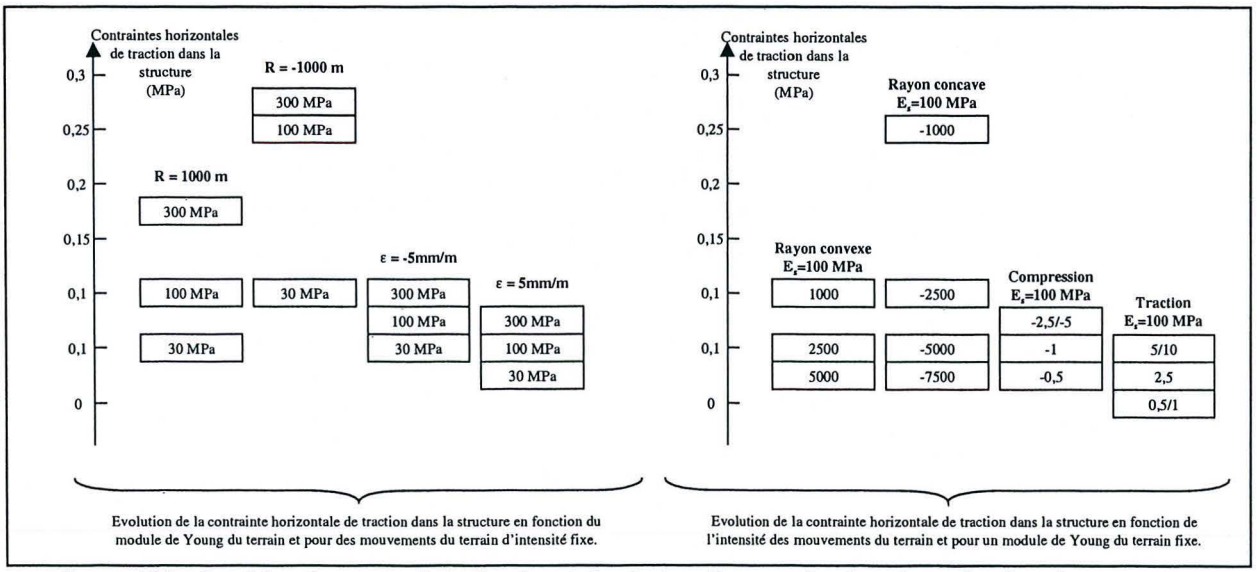


figure 125 : Synthèse des contraintes horizontales de traction maximales observées dans la structure.

Les principales remarquent qu'on peut faire sur cette figure sont les suivantes :

- Les mouvements du terrain qui sollicitent le plus la structure sont dans l'ordre d'importance : une courbure concave, une courbure convexe, une déformation de compression et une déformation d'extension.
- Les propriétés mécaniques du terrain ont relativement plus d'influence sur l'effet d'une courbure que sur l'effet des déformations horizontales.

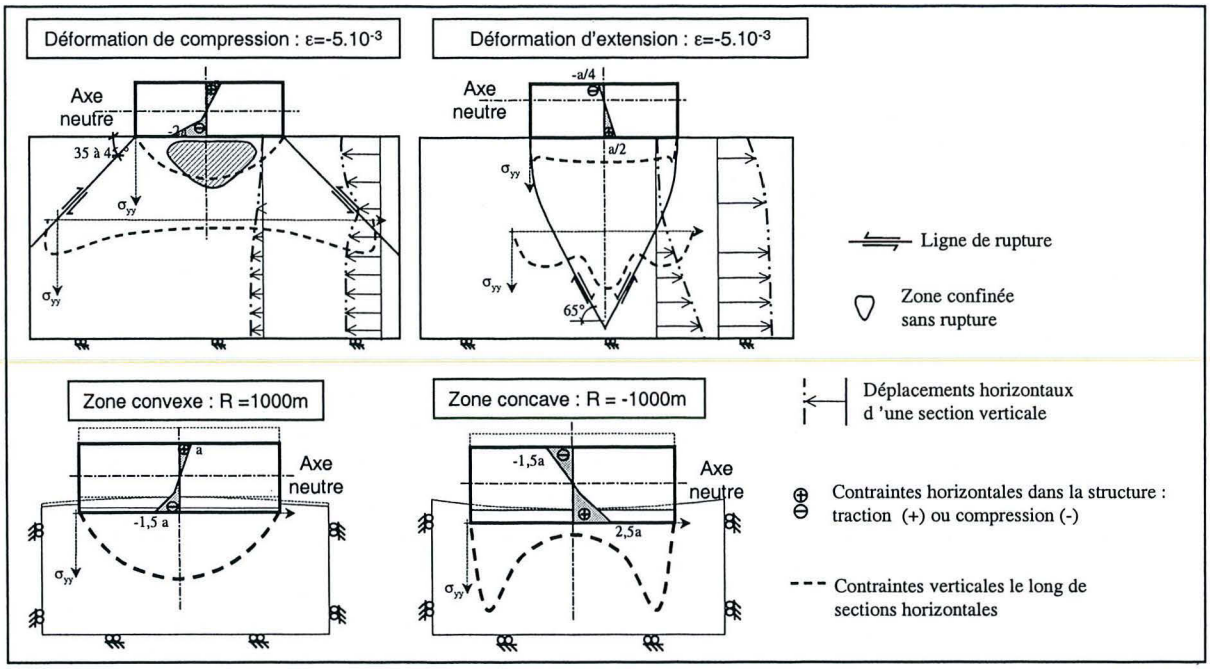


figure 126 : Représentation schématique du comportement d'une structure vis-à-vis de la déformation horizontale du terrain et vis-à-vis de la courbure.

Une seconde synthèse est possible. En s'inspirant des schémas de comportement présentés dans l'analyse bibliographique, il est possible de construire leur équivalent avec les résultats obtenus. Ces schémas sont présentés sur la figure 126. On observe sur cette figure la localisation des lignes de glissements ainsi que la répartition des contraintes verticales dans le sol et sous la structure à différentes profondeurs. Les principaux commentaires sont les suivants :

- Le schéma de comportement correspondant à un mouvement de courbure est très semblable à ceux qui avaient déjà été proposés (figure 28).
- Le schéma de comportement correspondant à un mouvement de déformation apporte des éléments supplémentaires à ceux qui avaient déjà été proposés (figure 26). En particulier, l'observation des déformations plastique permet de tracer des lignes de glissement dans le modèle. Ces dernières sont très semblables à celles mis en évidence par Kratzsch (1983), ce qui permet d'étayer nos résultats puisque, ces lignes de glissements avaient été observées expérimentalement sur des modèles réduits en sable.
- Les schémas représentent les déplacements horizontaux de plusieurs sections verticales. Ces dernières permettent d'appréhender l'interaction sol-structure qui se produit.
- Des valeurs de contraintes relatives sont mentionnées aux extrémités d'une coupe centrale dans la structure. Ces dernières sont indicatives, au sens où elles représentent une tendance commune sans qu'il soit possible de synthétiser à ce point l'ensemble des études précédentes.

4.2.4 Conclusions

L'objectif de la présente étude est d'évaluer l'importance et l'impact relatifs des sollicitations élémentaires agissant sur un ouvrage, de type mur en maçonnerie, soumis à un affaissement minier. Ces dernières se divisent en trois catégories : l'inclinaison, la courbure et la déformation horizontale. Nous avons étudié l'effet des deux dernières selon leur amplitude et selon les caractéristiques mécaniques des matériaux. L'intervalle d'étude considéré était de $0{,}25.10^{-3}$ à 10^{-2} pour la déformation (traction et compression), 7500 m à 1000 m pour le rayon de courbure (concave et convexe), 1500 MPa et 15000 MPa pour le module élastique de la structure et 30 MPa et 300 MPa pour celui du terrain. Les valeurs considérées semblent avoir permis d'encadrer correctement les phénomènes étudiés puisque pour les plus faibles sollicitations les variations observées étaient faibles et que pour les plus fortes valeurs, les variations étaient considérables, parfois même à la limite des possibilités du modèle réalisé. Les résultats peuvent se résumer de la manière suivante :

- L'effet global d'une **sollicitation d'extension** est d'homogénéiser l'état de contraintes verticales sous la structure et de solliciter la structure par des contraintes de cisaillement dirigées vers l'extérieur de cette dernière. Cependant la sollicitation reste faible puisque le terrain rentre très rapidement en rupture. On peut alors craindre un risque d'instabilité de l'ouvrage. Les contraintes horizontales dans la structure sont modifiées par la redistribution des contraintes verticales et par l'apparition des contraintes de cisaillement. Ces dernières sont responsables de la flexion légèrement concave de l'ouvrage et de l'apparition de contraintes de traction en fibre inférieure.

- L'effet global d'une **sollicitation de compression** est de reporter le poids propre de l'ouvrage vers son centre. Les contraintes verticales sous l'ouvrage diminuent sous ses extrémités et augmentent à son aplomb. Cette redistribution s'accompagne d'une augmentation des contraintes de cisaillement sous l'ouvrage dirigées vers l'intérieur. L'effet de la redistribution des contraintes verticales et du cisaillement se cumule en induisant une flexion convexe de l'ouvrage. Des contraintes horizontales de traction apparaissent donc en fibre supérieure dans ce dernier.

- L'effet global d'une **courbure concave** est d'augmenter le report des contraintes verticales dues au poids propre de l'ouvrage vers ses extrémités. Pour des courbures importantes, l'ouvrage peut même être intégralement déchargé en son centre. Cette redistribution d'effort s'accompagne d'une diminution du cisaillement qui préexistait à l'état naturel (structure reposant sur un terrain horizontal). La structure subit donc une flexion concave et des contraintes de traction apparaissent en fibre inférieure.

- L'effet global d'une **courbure convexe** est de reporter les contraintes verticales dues au poids propre de l'ouvrage vers son milieu. Pour des courbures importantes, l'ouvrage peut même être intégralement déchargé à ses extrémités. Le cisaillement engendré se cumule alors au cisaillement préexistant. La structure prend une courbure convexe et des contraintes de traction apparaissent en fibre supérieure.

- L'effet global du **module d'élasticité de la structure** est quasi nul. Cette dernière est toujours rigide par rapport au terrain. L'état de contrainte dans le modèle est gouverné par la déformation du terrain sous l'influence ders sollicitations et du poids propre de l'ouvrage. Le module d'élasticité de l'ouvrage ne modifie pas cette déformation.

- L'effet global d'une augmentation du **module d'élasticité du terrain** est d'augmenter l'influence des sollicitations liées à la courbure du terrain ou à la déformation horizontale. Vis-à-vis de la courbure, plus le terrain et rigide, moins il se déforme sous l'action des redistributions des contraintes verticales et plus les sollicitations dans la structure augmentent. Vis-à-vis de la déformation horizontale, plus le terrain est rigide et plus les contraintes générées par une même déformation seront élevées et plus la structure sera sollicitée.

- L'effet global de **l'anisotropie du terrain** est d'augmenter la sollicitation de la structure en zone de traction lorsque le module de rigidité horizontale est supérieur au module vertical. En zone de compression, c'est la situation où la raideur horizontale est plus faible que la raideur verticale qui est défavorable. Vis-à-vis de la sollicitation par courbure du terrain, l'anisotropie n'est pas à l'origine d'une augmentation des contraintes dans l'ouvrage. L'étude des cas isotropes permet alors d'encadrer les divers comportements possibles.

- D'une manière générale les mouvements du terrain ne se transmettent pas à l'ouvrage intégralement et induisent même parfois des effets difficiles à appréhender sans étudier les phénomènes d'interaction entre le terrain et la structure. Par ailleurs, on a vu que la prise en compte d'un critère de rupture dans le terrain (critère de Mohr-Coulomb) modifiait considérablement l'impact des sollicitations sur l'ouvrage par rapport à un comportement élastique du fait de la limitation des contraintes générées au respect du critère adopté.

- L'ordre de grandeur des variations de contraintes dans le terrain et dans l'ouvrage, générées par la déformation horizontale du terrain ou par sa courbure initiale, est proche.

- Tous cas confondus les contraintes horizontales dans la structure ont atteint des valeurs de l'ordre de +/- 0,3MPa qui sont très éloignées de la résistance à la compression des matériaux et inférieures à la résistance à la traction des matériaux de construction.

- Dans un affaissement réel, la zone concave correspondant à la zone de compression horizontale et la zone convexe à celle de traction, nous constatons que dans les deux cas les effets ont tendance à se compenser. L'étude d'un cas où la courbure se superposerait à une déformation est nécessaire pour voir si les conséquences de chaque sollicitation individuellement se superposent de manière plus ou moins arithmétique ou si des phénomènes complètements différents se manifestent.

4.3 Méthodologie d'étude globale du comportement d'une structure

Les affaissements miniers génèrent différentes interactions : interaction sol-structure, mise en évidence dans le chapitre précédent, et interaction entre les différents mouvements des terrains. Ce chapitre a pour objectif de mettre en œuvre une méthodologie globale de modélisation permettant d'étudier les deux interactions. Nous présenterons successivement le modèle numérique adopté, sa justification, un certain nombre de résultats, puis des conclusions sur cette méthodologie.

4.3.1 Présentation de la modélisation globale

L'idée retenue, pour prendre en compte à la fois l'interaction sol-structure et l'interaction entre les mouvements des terrains, est de réaliser une modélisation globale intégrant tous ces aspects. Nous avons donc cherché à modéliser l'affaissement dans son ensemble. Cependant, l'objectif n'est pas de prévoir l'affaissement qui se produirait si une exploitation souterraine s'effondrait. L'objectif est de créer un champ de contraintes-déformations, préalablement prévu, autour d'une structure à étudier. Nous supposons donc avoir connaissance de la cuvette d'affaissement ainsi qu'une estimation de la déformation horizontale maximale. Le modèle adopté est présenté sur la figure 127. Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- La longueur L est très grande afin de prendre en compte une grande partie de la cuvette (un rayon par exemple).
- Les frontières latérales sont bloquées en déplacement et le calcul est réalisé en déformations planes.
- La sollicitation consiste à imposer des déplacements verticaux, reproduisant la courbe d'affaissement, sur la frontière inférieure du modèle.
- La hauteur H doit être optimisée afin de recréer un champ de contraintes-déformations à la surface qui soit régulier et conforme aux caractéristiques prévues de l'affaissement.
- Une structure peut être modélisée en n'importe quel endroit de la frontière supérieure.
- Les propriétés mécaniques du terrain, modules élastiques et critères de rupture peuvent être choisis.

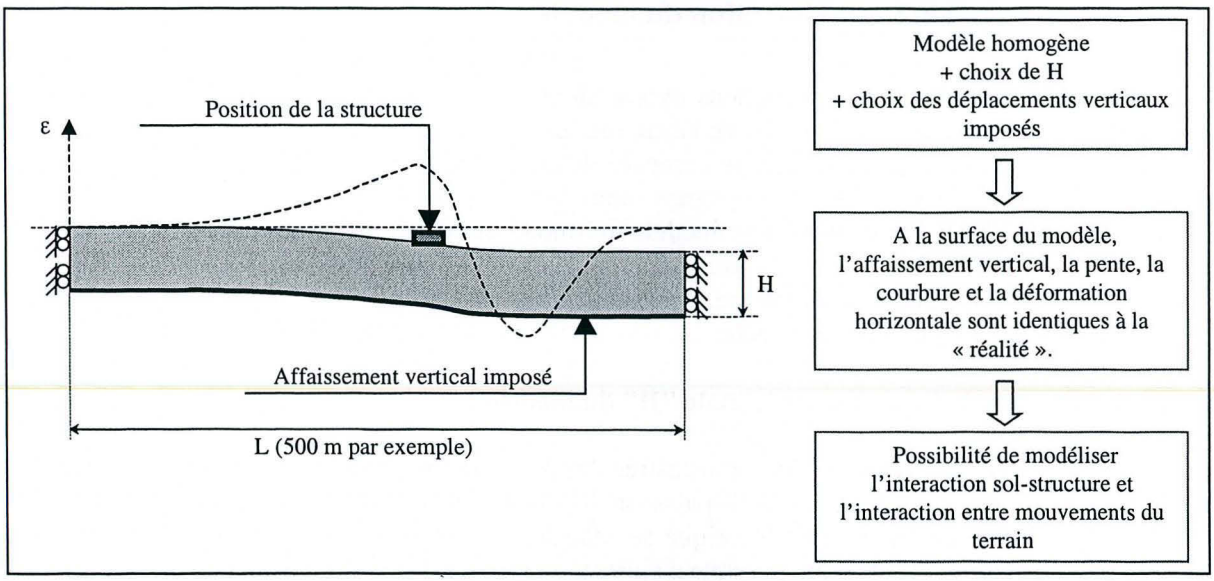


figure 127 : Présentation du modèle numérique global permettant l'étude de l'interaction sol-structure et de l'interaction entre mouvements du terrain.

En l'absence de structure à la surface du modèle, la sollicitation adoptée permet de reproduire à la surface les mêmes déplacements verticaux, et donc la même courbure. Compte tenu des dimensions et des conditions aux limites du modèle, ce dernier ressemble à une poutre bi-encastrée dont on impose une déformée. La partie supérieure du modèle subit donc une déformation horizontale permettant de reproduire la déformation horizontale du terrain. La figure 128 montre un exemple de résultats pour un modèle sollicité par une courbe d'affaissement théorique, satisfaisant à l'équation théorique de Hoffman (1964). Les dimensions extérieures sont de 500 m × 50 m. Les propriétés du terrain considérées sont, un module de Young de 30 MPa, un coefficient de Poison de 0,33, une cohésion nulle, un angle de frottement de 30° et un angle de dilatance de 10°. Le modèle est initialement chargé par son poids propre. Les principales observations sont les suivantes :

- L'adoption d'un comportement élastoplastique du terrain conduit à l'apparition de ruptures en zone d'extension et à la limitation des contraintes horizontales à la surface du terrain.
- On retrouve à la surface du modèle un profil d'affaissement identique aux déplacements imposés et un profil des déformations horizontales cohérent.

Ces observations ne permettent pas pour autant de justifier pleinement la méthodologie et le modèle. Nous avons donc cherché d'autres éléments de justification, ce qui fait l'objet de la partie suivante.

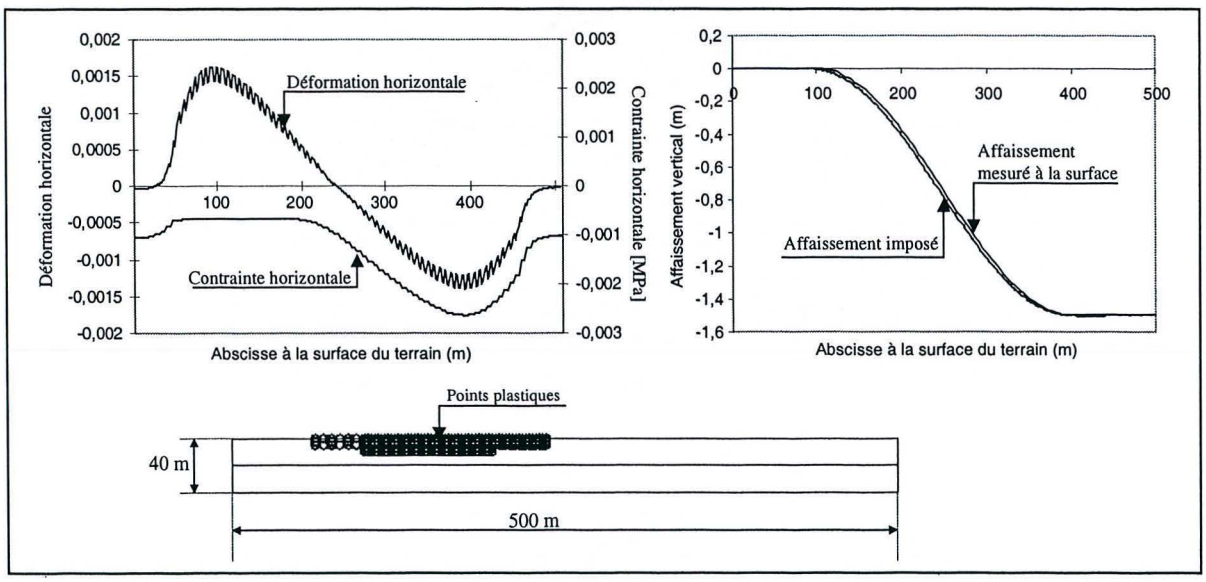


figure 128 : Exemples de résultats obtenus dans le modèle global en imposant un profil d'affaissement réel.

4.3.2 Justification du modèle

Pour mener à bien cette recherche, nous avons adopté une démarche en trois phases. Dans un premier temps, nous avons regardé l'influence de l'épaisseur du modèle pour une même sollicitation de ce dernier. Dans un deuxième temps, nous avons comparé des résultats obtenus par la même méthodologie avec CESAR et FLAC. Dans un troisième temps, nous avons étudié l'influence du mode de chargement du modèle avec CESAR par rapport à un modèle qui modéliserait un effondrement complet. Pour ce faire, nous avons quantifié l'écart commis entre cette modélisation et des résultats d'un autre calcul numérique, ayant fait l'objet de calages sur la réalité. Au terme de ces trois études, nous sommes en mesure d'apporter des éléments de justification du modèle.

- **Justification de la hauteur minimale "H" du modèle :**

Le modèle ressemblant à une poutre bi-encastrée, les déformations horizontales générées à sa surface sont donc d'autant plus importantes que l'épaisseur "H" du modèle est grande. La figure 129 montre un exemple, sollicité par une courbe théorique satisfaisant à l'équation théorique de Hoffman (1964), pour différentes épaisseurs. Il est donc possible d'ajuster l'amplitude du champ de déformations horizontales en modulant la hauteur du modèle. Cependant, il existe deux raisons pour imposer que l'épaisseur ne prenne pas des valeurs inférieures à un seuil.
Premièrement, si les déplacements imposés présentent quelques irrégularités, comme c'est le cas en prenant en compte un profil d'affaissement réel, on peut alors observer des singularités dans le profil des déformations horizontales de la surface et dans le champ de contraintes dans le modèle. Ces dernières s'estompent lorsque la hauteur augmente. Si le cas se produit, il convient d'être vigilant sur la significacité de ces singularités.
Deuxièmement, en se comportant globalement comme une poutre, le modèle génère à sa surface un champ de déformations cohérent, mais il génère son symétrique dans sa partie inférieure. Ces derniers n'ont aucun fondement. Il s'agit donc qu'ils soient suffisamment éloignés de la surface et de la structure étudiée pour que leur influence soit minime. Compte tenu des remarques faites au paragraphe 4.2.2, concernant le volume de terrain perturbé par les phénomènes d'interaction sol structure, il est nécessaire que sur une profondeur à peu près égale à la longueur de l'ouvrage, le champ de déformations soit cohérent. Cette condition sera respectée en choisissant une épaisseur totale minimale du modèle d'environ trois fois la longueur de l'ouvrage.

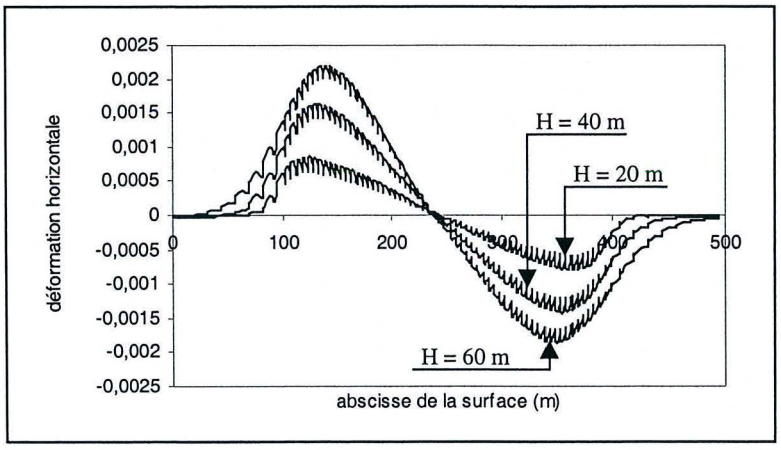


figure 129 : Influence de la hauteur du modèle numérique global sur les contraintes et déformations.

- **Comparaison de FLAC et CESAR :**

Cette comparaison d'un même calcul réalisé avec deux logiciels différents doit permettre de vérifier l'absence d'erreur ou d'incohérence liées au processus même de résolution numérique. Cette étape ne permet pas de valider la méthode mais de consolider la confiance qu'on peut accorder aux résultats. En particulier, si les deux logiciels aboutissent aux mêmes conclusions, on peut s'autoriser à penser que les résultats obtenus seront pertinents, à moins que, bien sûr, ce qui est modélisé ne le soit pas.
Cette comparaison est d'autant plus intéressante que FLAC et CESAR sont appropriés pour des situations semblables, tout en utilisant des logiques de fonctionnement différentes, les éléments finis pour CESAR et une approche semi-explicite pour FLAC.
La figure 130 présente un résultat obtenu pour un radier de longueur 20 m et d'épaisseur 1 m, chargé par un effort réparti de 0,15 MPa et reposant sur un terrain élastique de module de Young 100 MPa et de coefficient de Poisson de 0,25. Sans rentrer dans les détails, les résultats obtenus, pour ce cas, sont rigoureusement identiques ce qui légitime la poursuite de l'étude.

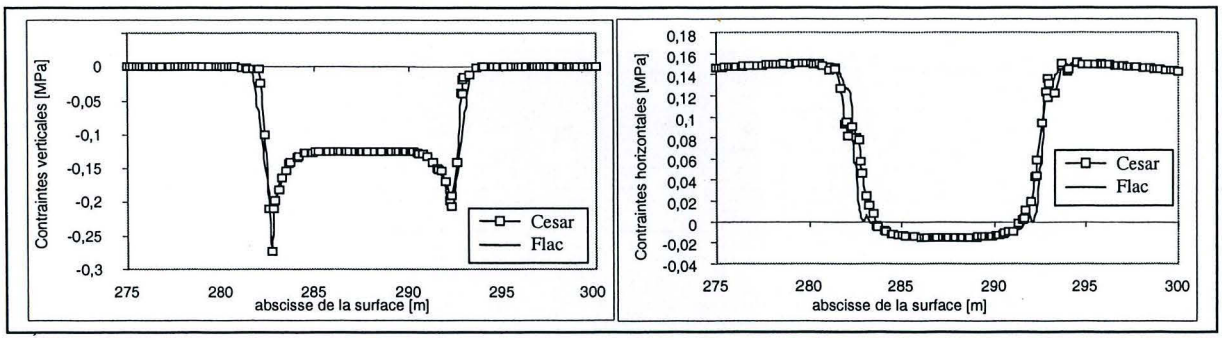


figure 130 : Comparaison de la méthodologie de modélisation par un calcul semblable réalisé avec FLAC et avec CESAR.

- **Prise en compte de l'effondrement de l'exploitation souterraine :**

Il est en réalité assez délicat de modéliser un effondrement réel avec un logiciel par éléments finis, comme CESAR-LCPC étant donné l'hétérogénéité des terrains entre l'exploitation souterraine et la surface. Nous avons donc souhaité comparer le mode de sollicitation adopté dans cette étude avec les résultats d'un autre calcul numérique réalisé avec le logiciel UDEC V.2.0 et qui prend en compte un comportement "rocheux" du terrain (figure 131). Ce calcul (Hosni, 2000) présente l'avantage de modéliser explicitement l'exploitation souterraine et d'avoir été "calé" pour retrouver les bonnes caractéristiques de l'affaissement. Nous supposerons donc qu'il permet de connaître précisément le profil d'affaissement et le profil de la déformation horizontal. La méthode de comparaison est explicitée sur la figure 133. Elle se fait donc en 3 temps.

- Réalisation du calcul avec UDEC et mesure des valeurs de déplacement vertical et de déformation horizontale à la surface.
- Réalisation d'un calcul avec CESAR, où on impose le déplacement, obtenus avec UDEC, sur la frontière inférieure du modèle. On mesure les valeurs de déplacement vertical et de déformation horizontale à la surface.
- Comparaison des valeurs de déplacement vertical et de déformation horizontale à la surface mesurés avec les deux modèles et conclusion.

Pour mener à bien cette comparaison, il est nécessaire de donner des propriétés mécaniques équivalentes aux matériaux des deux modèles. En effet le modèle avec UDEC est composé de blocs déformables reliés entre eux par des joints. Le calcul avec CESAR utilise, en revanche, un milieu homogénéisé. L'annexe 7 explicite deux démarches d'homogénéisation qui ont abouti à un comportement isotrope ou isotrope transverse. La figure 133 présente les résultats en terme de déformation horizontale à la surface du terrain qui ont été obtenus pour une hauteur de 50 m du modèle.

- On observe des résultats sensiblement identiques entre les calculs isotropes et anisotropes avec CESAR-LCPC.
- On retrouve convenablement l'existence de deux zones de déformation horizontale.
- La zone d'extension est correctement reproduite par le modèle réalisé avec CESAR-LCPC.
- La zone de compression est sous-estimée par le modèle réalisé avec CESAR-LCPC.

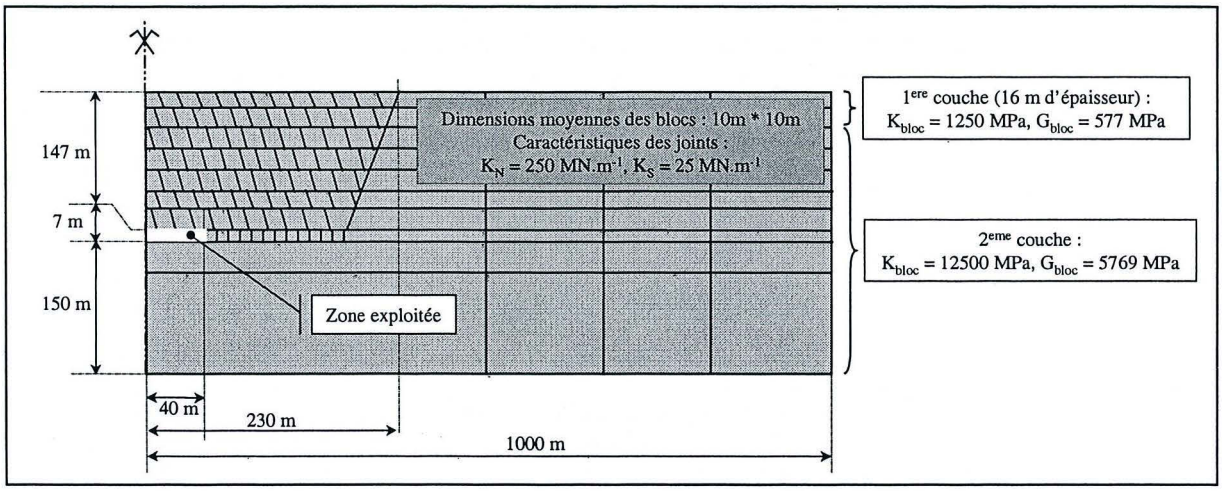


figure 131 : Présentation du modèle numérique réalisé avec UDEC.

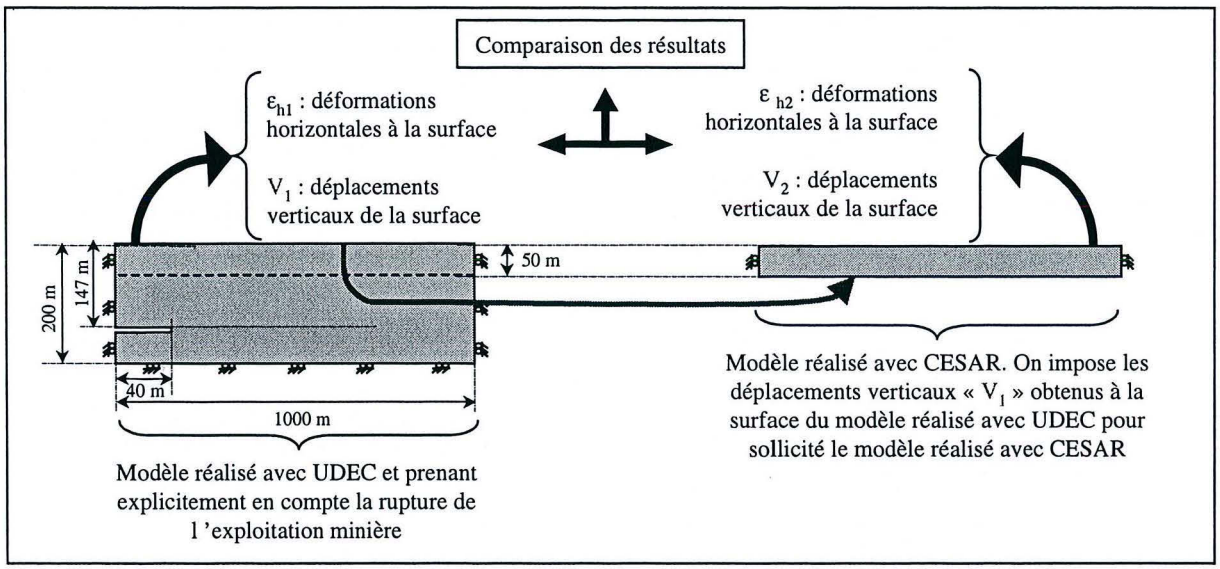


figure 132 : Présentation de la méthode de comparaison entre les résultats calculés par UDEC et ceux calculés par CESAR avec la méthodologie adoptée.

On conclut donc que le modèle proposé avec CESAR-LCPC n'est pas capable de reproduire la déformation réelle à la surface du terrain. Le modèle reproduit convenablement l'existence de deux zones de déformation, mais sa hauteur doit être ajustée pour que la déformation du terrain au niveau de la structure étudiée soit satisfaisante.

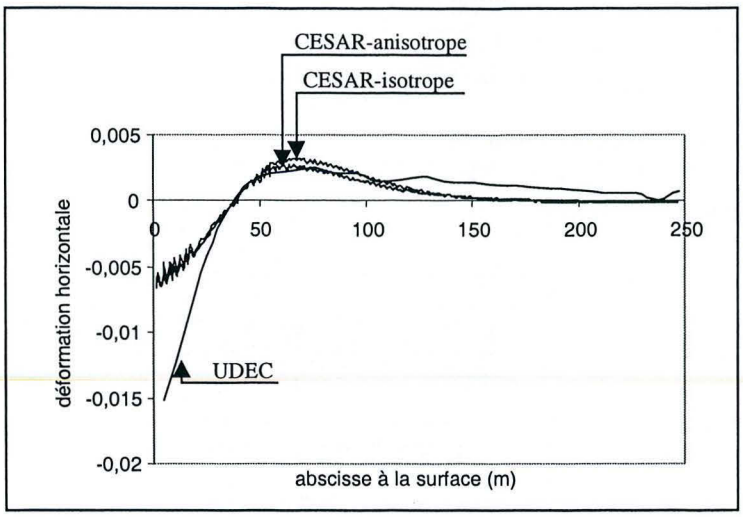


figure 133 : Résultats de la comparaison des calculs réalisés avec UDEC (calé sur la réalité) et avec la méthodologie adoptée avec CESAR.

▫ **Conclusions :**

La modélisation globale réalisée avec CESAR-LCPC a les propriétés suivantes.

- La modélisation permet, en appliquant un profil de déplacement vertical et en ajustant la hauteur du modèle, de reproduire un champ de déplacements (affaissement, pente, courbure et déformation) identique à des prévisions.
- La modélisation permet de solliciter une structure afin d'étudier l'interaction sol-structure et l'interaction entre les mouvements du terrain.
- En revanche, la modélisation ne permet pas de prévoir le champ de déplacements réels de la surface du terrain provoqué par la rupture des travaux souterrains.

4.3.3 Exemples de modélisations globales avec l'étude d'un portique

a- Présentation du modèle

▫ **Dimensions et caractéristiques mécaniques :**

Le modèle reprend la méthodologie présentée précédemment. Il est constitué d'un massif de terrain au-dessus duquel a été modélisée une structure de type portique. La structure est modélisée par des éléments poutres et est partiellement enterrée dans le terrain sur une profondeur de 1 m. La figure 134 présente le modèle en détail, y compris le maillage. Les caractéristiques géométriques et mécaniques du terrain et de la structure sont les suivantes :

- Dimensions du terrain : 1000 m × 50 m
- Propriétés du terrain :
  - Poids volumique : 0,02 KN.m^{-3}
  - Module de Young : 30 MPa
  - Coefficient de Poisson : 0,2
  - Cohésion : 0
  - Angle de frottement : 30°
  - Angle de dilatance : 10°
- Dimensions de la structure : 8 m × 4 m
- Sections des éléments : la structure modélisée est constituée de fondations filantes, de murs et d'une dalle dont les dimensions, pour une profondeur unitaire sont données dans le tableau 56.
- Propriétés mécaniques de la structure
  - Poids volumique 0,025

Module de Young : 20000 MPa
Coefficient de Poisson : 0,3

- Propriétés des interfaces entre la structure et le terrain :
  Cohésion : 0
  Résistance à la traction : 0
  Angle de frottement : 20°
  Angle de dilatance : 0°

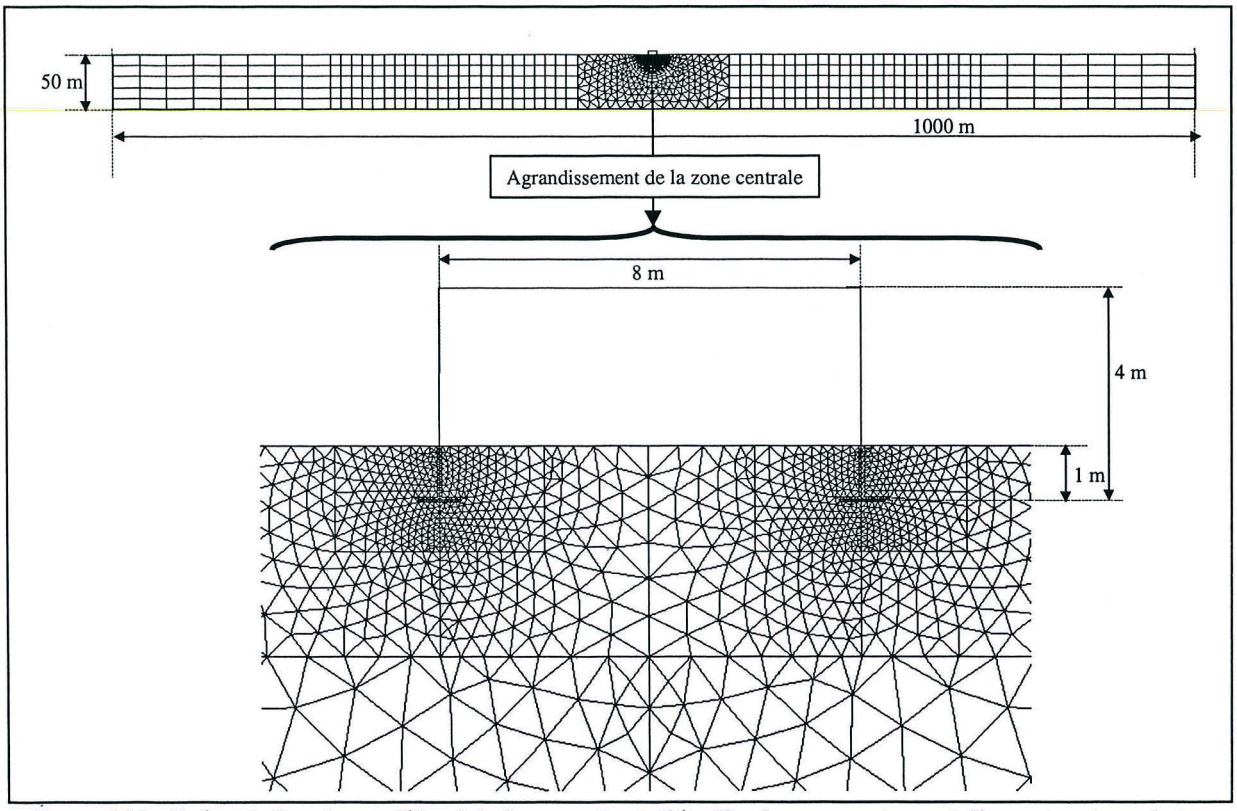


figure 134 : Présentation du modèle global permettant d'étudier le comportement d'une structure de type portique.

tableau 56: Dimensions des éléments constitutifs du portique étudié.

Elément	Longueur de l'élément [m]	Hauteur de la section [m]	Largeur de la section [m]	Inertie de la section $(b.h^3)/12$ [m^4]	Surface de la section [m^2]
Fondation	0,8	0,2	1	0,00067	0,2
Poteau	4	0,15	1	0,00028	0,15
Poutre	8	0,15	1	0,00028	0,15

Le modèle est sollicité en quatre phases (figure 135).

- Initialisation des contraintes dans le terrain, sans le dernier mètre d'épaisseur, en considérant un coefficient des terres au repos de 0,5.
- Tassement sous le poids propre de la structure.
- Tassement sous le poids propre du dernier mètre d'épaisseur du terrain.
- Sollicitation du modèle par l'affaissement.

La sollicitation imposée est celle d'un affaissement théorique satisfaisant à l'équation théorique de Hoffman (1964) : $V = Am.\sin^2[\pi/4.(x/r-1)]$, avec Am l'affaissement maximal au centre de la cuvette, égal à 1,5 m pour cette étude, "x" l'abscisse considérée au point d'inflexion de la cuvette et "r" le rayon de la cuvette, égal à 150 m pour cette étude. Quinze études ont été réalisées afin d'appréhender le comportement du portique en différents emplacements dans la cuvette d'affaissement. Pour des raisons de commodité de modélisation, la structure repose toujours au centre du modèle, et nous avons fait varier la position de la courbe d'affaissement imposée en bas du modèle afin de simuler les différentes positions de l'ouvrage dans la cuvette. Ce choix justifie la longueur importante du modèle (1000 m). Le tableau 57

récapitule les différentes études réalisées et en particulier la valeur des différents mouvements des terrains au niveau de la structure. La déformation horizontale a été calculée grâce aux résultats du calcul numérique, alors que la pente et le rayon de courbure l'ont été par dérivations successives de la formule mathématique de l'affaissement vertical.

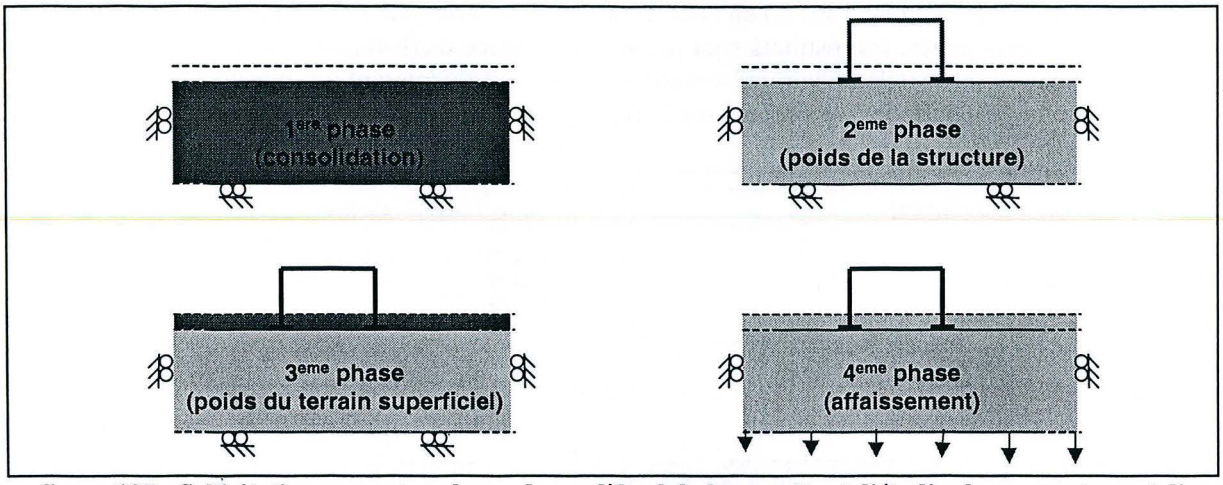


figure 135 : Sollicitation en quatre phases du modèle global permettant d'étudier le comportement d'une structure de type portique

tableau 57 : Valeurs des différents mouvements du terrain au niveau de la structure, pour chaque étude.

N° de l'étude	déformation horizontale [$\times 10^{-3}$]	Pente [%]	Rayon de courbure [m]
1	0,5	0	-
2	1	0	-
3	1,5	1,2	120000
4	1,75	3,5	13500
5	1,5	5,5	17000
6	1	7	27000
7	0,5	7,7	60000
8	0	7,8	-
9	-0,5	7,7	-60000
10	-1	7	-27000
11	-1,5	5,5	-17000
12	-1,75	3,5	-13500
13	-1,5	1,2	-120000
14	-1	0	-
15	-0,5	0	-

Les valeurs des mouvements sont globalement d'une amplitude plus faible que ceux qui avaient été étudiés dans l'étude des sollicitations élémentaires. En particulier, le rayon de courbure reste très élevé. Il faut cependant prendre ces valeurs avec circonspection car elles ont été estimées en calculant la dérivée seconde du profil d'affaissement, alors que l'analyse bibliographique avait montré les limites d'une telle approche.

- **Modélisation de l'interface :**

La modélisation de l'interface, dont les propriétés ont été précisées ci-dessus, est délicate dans la mesure où il n'est pas possible de créer une interface entre des éléments "poutres", qui constituent la structure, et des éléments "massifs", qui constituent le terrain. Dans cette situation, l'interface doit être modélisée par des éléments massifs de faible épaisseur (5 cm dans l'étude) auxquels on a donné les propriétés de l'interface. Afin de vérifier cette approche, nous avons réalisé deux calculs tests où la structure est successivement modélisée par des éléments poutres et des éléments massifs et où, en conséquence, l'interface est successivement modélisée par des éléments massifs et des éléments d'interface. Ces deux tests ont abouti exactement aux mêmes résultats.

b- Présentation des résultats

Les résultats sont d'abord présentés dans leur ensemble, avec une représentation des iso-valeurs des déplacements horizontaux et des contraintes horizontales dans le modèle pour une structure située en zone d'extension maximale (figure 136) ou en zone de compression maximale (figure 137).
Dans un deuxième temps, les résultats sont présentés en terme d'efforts de cohésion dans les éléments de structure. Nous avons privilégié la représentation du moment fléchissant qui permet une bonne perception des résultats. Les résultats sont présentés sur la figure 138.

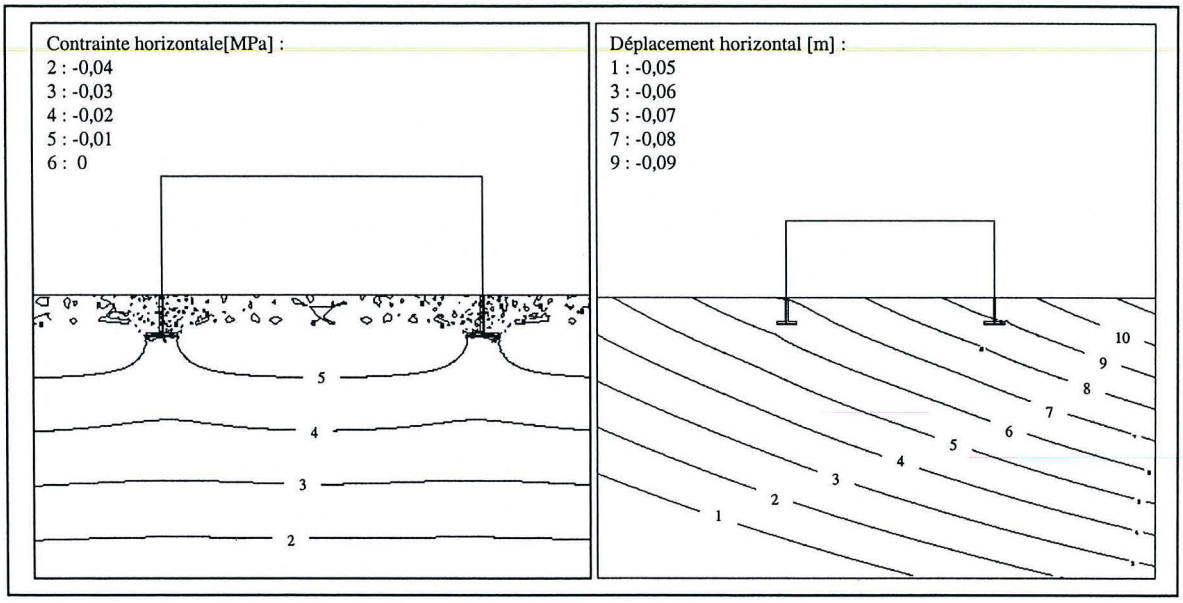


figure 136 : Déformations et contraintes horizontales dans le terrain en zone d'extension maximale ($\varepsilon = 1{,}75.10^{-3}$)

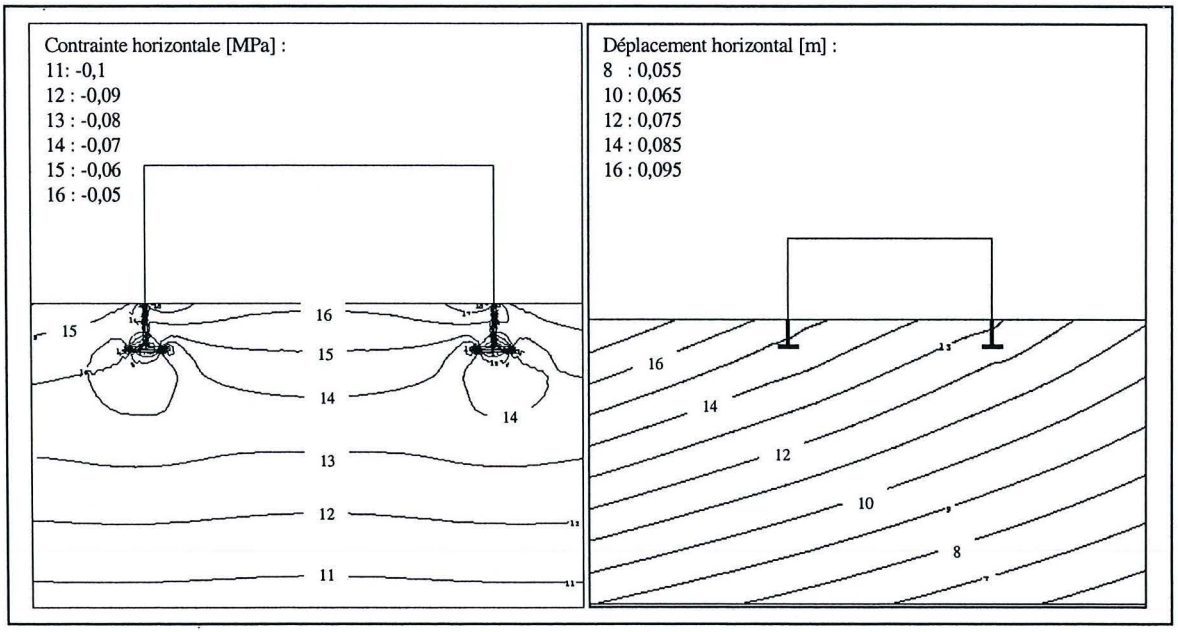


figure 137 : Déformations et contraintes horizontales dans le terrain en zone de compression maximale ($\varepsilon = -1{,}75.10^{-3}$)

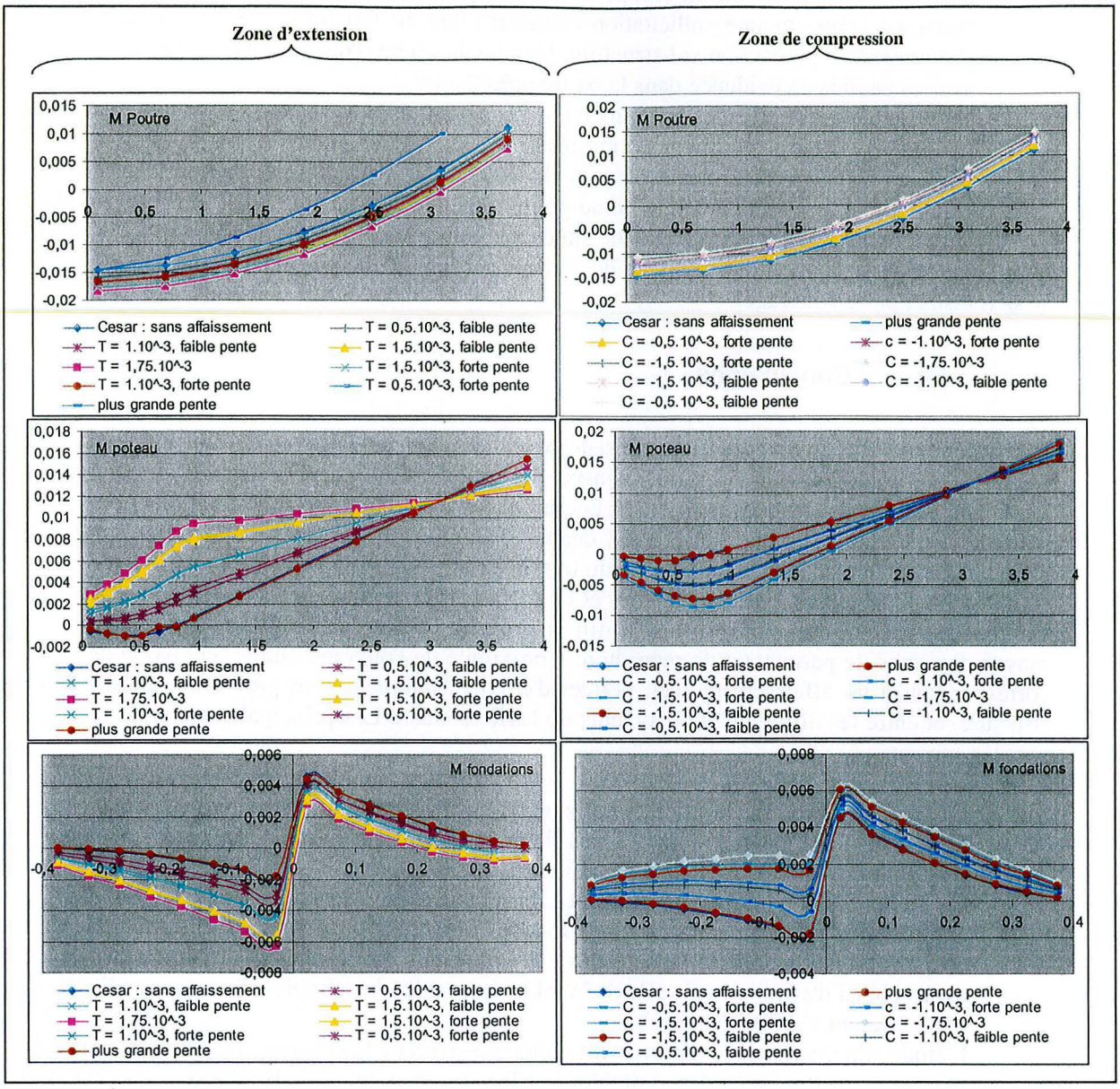


figure 138 : Moments de flexion mesurés dans les éléments de la structure dans la zone de d'extension ou de compression maximale.

Concernant l'analyse d'ensemble du modèle, les conclusions sont les suivantes :

- Les iso-valeurs des déplacements horizontaux ne sont presque pas perturbées par la présence de la structure. On observe donc un comportement souple de l'ouvrage par rapport au terrain.
- Les contraintes horizontales sont peu perturbées en zone d'extension à cause de du critère de rupture du terrain.
- En zone de compression, les contraintes horizontales sont davantage perturbées. Les iso-valeurs de contraintes laissent apparaître une légère mise en butée du terrain qui s'observe également très légèrement avec les iso-valeurs de déplacements horizontaux.

Concernant l'analyse du moment fléchissant dans la structure, les conclusions sont les suivantes :

- Les déplacements du terrain, au niveau des fondations se transmettent à la structure, aussi bien en zone de compression qu'en zone d'extension.
- Les perturbations engendrées par l'affaissement sont plus importantes dans les fondations et dans les poteaux que dans la poutre.

- Bien que la structure ait un comportement souple par rapport au terrain, les parties enterrées de l'ouvrage subissent une sollicitation caractéristique du fait qu'elles sont enterrées. Il existe des phénomènes d'interaction sol-structure, bien qu'ils soient d'une ampleur plus réduite que ceux qui avaient été mis en évidence dans la partie précédente.
- On observe une augmentation du moment fléchissant dans les poteaux dont le maximum se situe à la limite de la partie enterrée. Ce moment reste, dans cette étude, inférieur au moment maximal à l'encastrement poutre-poteau bien qu'ils soient du même ordre de grandeur. Dans d'autres situations, et en particulier si le nœud poutre-poteau n'est pas un encastrement, il est possible que la section la plus sollicitée soit celle située à la limite de la partie enterrée.

L'observation de la rotation différentielle des fondations de la structure montre que la courbure du terrain ne se transmet pas à l'ouvrage.

4.4 Conclusions

Les différentes études réalisées ont consisté à réaliser des modèles du terrain et des structures afin d'étudier leur comportement respectif vis-à-vis des mouvements générés par des affaissements miniers. Les modélisations analytiques permettent une première discrimination des situations entre les cas où la structure est souple par rapport au terrain, des autres où des phénomènes d'interaction importants sont à craindre. Le découplage des mouvements du terrain en une composante de déformation horizontale et une composante en courbure, permet d'étudier et de mettre en évidence certains comportements élémentaires vis-à-vis de chacun des mouvements. Enfin la prise en compte de l'affaissement dans sa globalité au moyen d'un modèle permettant de reproduire à proximité de l'ouvrage étudié un champ de déplacements correspondant à un affaissement réel, permet d'étudier l'interaction se produisant entre le terrain et la structure, et entre les différents mouvements de l'affaissement. Les principales conclusions de ces études sont les suivantes :

- La caractérisation de la raideur horizontale équivalente d'une structure est facile, mais dépend fortement du modèle adopté. Dans l'optique d'une utilisation de cette méthodologie, une description fine de la typologie du bâti est nécessaire.
- La caractérisation du comportement d'ensemble d'une structure en zone de courbure a été appréhendée pour des constructions dont le comportement peut s'assimiler à celui d'une poutre épaisse. La méthodologie fait appelle à des éléments de rigidités pour caractériser le sol et nous avons choisi d'adopter le modèle de Winkler qui est le plus simple. D'autres modèles plus élaborés permettraient d'affiner les résultats.
- L'étude simultanée du comportement global vis-à-vis de la courbure et vis-à-vis de la déformation permet de mettre en évidence rapidement les cas où il est faux de supposer que les mouvements du terrain se transmettent intégralement à la structure.
- Dans le cas d'une structure rigide par rapport au terrain, la modélisation numérique permet d'aider à l'appréhension des phénomènes mis en jeu. Il est possible d'élaborer des schémas de comportement synthétiques correspondant au comportement de la structure et du terrain, vis-à-vis de la déformation horizontale ou de la courbure du terrain.
- Une étude paramétrique permet de comparer l'effet des différents mouvements du terrain les uns par rapport aux autres, ainsi que l'effet des propriétés mécaniques du terrain et de la structure.
- Seules les propriétés mécaniques du terrain ont une grande importance. Plus le terrain est rigide et plus les conséquences sur le bâti sont importantes. Par ailleurs, les résultats obtenus en termes de contraintes dans le terrain et dans la structure, sont très sensibles à l'anisotropie éventuelle du terrain.
- Le comportement en zone de courbure du terrain n'a pas suscité une remise en question des connaissances précédentes. En revanche, l'étude en zone de déformation a montré la possibilité d'observer des contraintes de traction dans la structure en zone de compression. En zone d'extension, nous avons observé une rupture complète du terrain qui laisse présager une possible instabilité d'ensemble de la structure.
- Une modélisation numérique globale, par éléments finis peut être utilisée pour modéliser l'effet d'un affaissement à la surface du terrain. Le modèle présenté permet de s'adapter à différentes situations afin d'étudier le comportement d'une construction vis-à-vis d'une déformation et d'une courbure.

- Un exemple de modélisation globale a été mis en œuvre pour étudier l'interaction se produisant entre le terrain et une structure de type portique. L'analyse a confirmé que pour ce type d'ouvrage les mouvements du terrain se transmettent à la structure. Cependant, l'existence de nombreuses parties enterrées de l'ouvrage sont autant de surfaces sur lesquelles des interactions se produisent.

5 Proposition d'une méthodologie générale d'évaluation de la vulnérabilité du bâti

L'ensemble des résultats obtenus permet l'élaboration d'une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité du bâti soumis à un risque d'affaissement de cavités souterraines et qui prenne en compte l'importance de l'enjeu de chaque construction et l'existence de mesures techniques destinées à réduire les effets d'un affaissement. Nous allons développer cette méthodologie qui est présentée schématiquement sur la figure 139.

En premier lieu, il est nécessaire de caractériser les mouvements du terrain. Leur évaluation est complexe car fortement dépendante du bassin minier considéré. Des études par rétro-analyse doivent permettre la meilleure prévision possible de ces mouvements. Compte tenu des constructions dont la vulnérabilité sera ensuite étudiée, les mouvements du terrain à prévoir ne sont pas nécessairement les mêmes. L'étude des structures d'enjeu important nécessite la connaissance de l'affaissement vertical, de la déformation horizontale, de la pente et de la courbure. L'étude des structures d'enjeu modéré peut ne nécessiter que la connaissance d'une seule grandeur caractéristique de l'affaissement comme la déformation horizontale ou la position de la structure par rapport au point d'inflexion de la cuvette.

La seconde étape consiste à préciser l'enjeu de chaque structure. On entend par enjeu, la répercussion sociale, économique et politique qu'aurait la dégradation d'une structure. Les structures d'enjeu modéré doivent être nombreuses car les méthodes d'estimation de leur vulnérabilité n'ont de pertinence qu'en moyenne, c'est-à-dire appliquées à un ensemble de structure et il n'est pas possible d'individualiser la prévision des dégradations. Typiquement, les maisons individuelles représentent un enjeu modéré. Pour les structures d'enjeu important, la prévision de la vulnérabilité et des éventuelles dégradations doit être individualisée. Chaque construction devra dont faire l'objet d'une étude.

Pour les structures d'enjeu modéré, il est nécessaire d'élaborer une méthode d'évaluation de la vulnérabilité du bâti, inspirée par une des méthodes, plus ou moins complexes, proposées dans la bibliographie. Toutes sont basées sur des considérations empiriques et il est nécessaire de les adapter au site considéré. L'analyse statistique réalisée sur les données issues des affaissements miniers lorrains peut permettre ces ajustements. Quelle que soit la méthode retenue, elle devra être approuvée par le maximum d'experts afin de minimiser le risque d'erreurs. Sa validation définitive ne sera effective qu'après avoir été testée réellement.

Les bâtiments présentant un enjeu important ou dont la structure est de conception originale sont étudiés individuellement et nécessitent d'être modélisés. Les structures de type portique peuvent avoir un comportement souple ou rigide par rapport à celui du terrain, alors que les structures de type parois pleines sont davantage susceptibles d'avoir un comportement rigide. Une première étape peut permettre de discriminer le type de comportement, souple ou rigide, d'une structure. En cas de comportement souple, la sollicitation de la structure peut être considérée comme des déplacements imposés. En cas de comportement rigide, il n'est pas possible de caractériser la sollicitation de la structure. Il devient nécessaire de modéliser le terrain, la structure et l'affaissement afin d'estimer la sollicitation réelle de l'ouvrage. Lorsque la sollicitation est connue, qu'elle soit de type déplacement ou efforts, des calculs de structures traditionnels doivent permettre une évaluation de la vulnérabilité du bâti. Il est évident que l'étude d'une structure d'enjeu important représente un investissement important. Par ailleurs l'utilisation de modèle pose le problème de la validité des résultats qui ne pourront jamais l'être étant donné l'unicité de chaque construction. En revanche, il semble judicieux de comparer les résultats obtenus avec ceux fournis par les méthodes générales (pour les structures d'enjeu modéré). Ces dernières doivent permettre de vérifier que tous les aspects préjudiciables de la construction ont été correctement pris en considération dans la modélisation.

Dans tous les cas, la méthodologie présentée ne représente qu'une aide et les résultats doivent être approuvés par des experts.

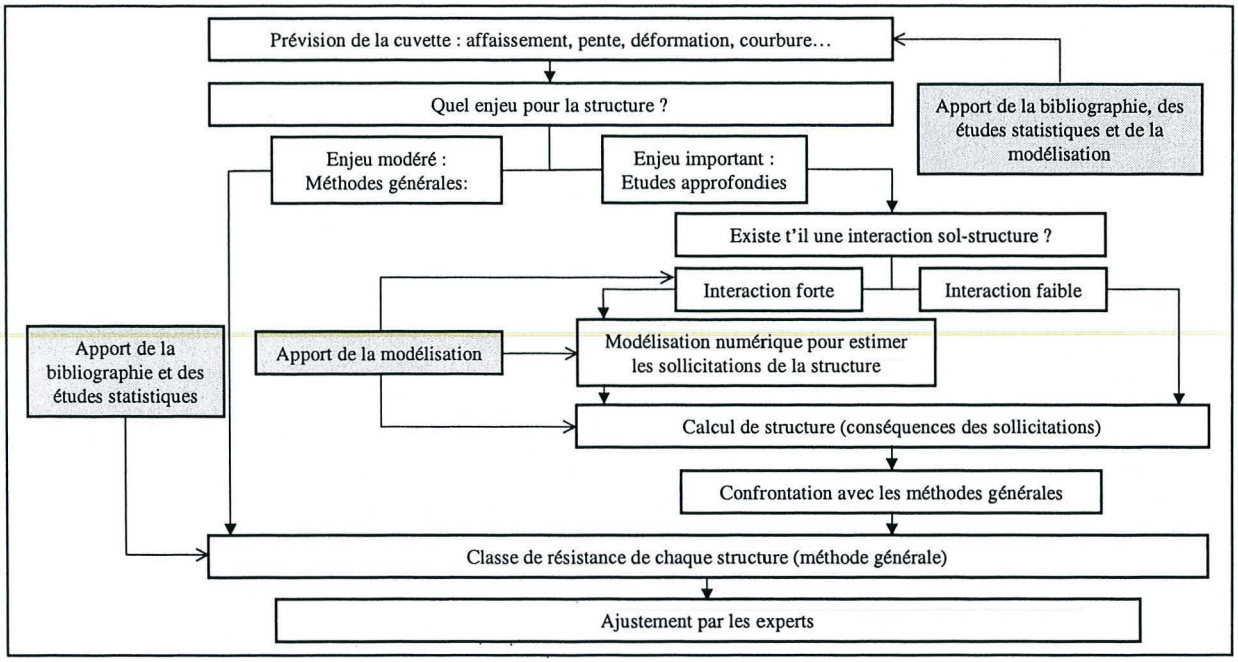


figure 139 : Méthodologie générale d'étude de la vulnérabilité du bâti.

A l'aval de la méthodologie d'évaluation, s'effectue un choix sur les mesures à prendre. Ces dernières ont été présentées dans le paragraphe 2.3, mais nous précisons ici notre jugement sur ces mesures compte tenu des résultats obtenus dans l'analyse statistique et celle des phénomènes d'interaction sol-structure. Nous reprenons donc ici, l'intitulé d'un certain nombre des mesures préconisées dans l'analyse bibliographique pour les commenter.

- **Position de la construction par rapport à la cuvette** : il avait été préconisé d'aligner les axes principaux des constructions avec les directions principales de la cuvette. Ce résultat n'a pas été confirmé par l'analyse statistique.
- **Joints de glissement sous les fondations** : il avait été préconisé d'introduire une couche de glissement. L'analyse numérique a mis en évidence l'existence de contraintes de cisaillement, mais dont l'amplitude est faible comparée aux redistributions de contraintes verticales dans le terrain. Par ailleurs, d'importantes ruptures du terrain se produisent, limitant ainsi les sollicitations au niveau de l'interface, et réduisant d'autant les performances de la mesure envisagée. Cette mesure ne peut, cependant, qu'être favorable.
- **Joints de glissement au-dessus des fondations** : l'efficacité de cette mesure peut être évaluée avec les résultats du modèle numérique global et de l'étude du comportement d'un portique. Il a été observé une interaction importante entre les parties enterrées de l'ouvrage et les mouvements des terrains puisque la section du poteau située à la limite de la partie enterrée est une des plus sollicitées. La mesure préconisée semble donc corroborée.
- **Réalisations de tranchées périphériques** : cette mesure n'est pas complètement confirmée. Dans le cas d'un ouvrage rigide, cette méthode n'aurait aucune efficacité en zone d'extension, et une efficacité réelle mais limitée en zone de compression. En effet, il a été observé que les contraintes horizontales étaient faibles à la surface puisque le critère de rupture du terrain était relativement rapidement dépassé. En revanche, pour un ouvrage souple, qui semble effectivement suivre les mouvements du terrain, cette mesure pourrait avoir une efficacité dans les deux zones de déformation.
- **Mesures concernant l'architecture d'ensemble de la construction** : L'analyse statistique a mis en évidence l'aspect préjudiciable mais sûrement pas catastrophique d'une forme complexe de l'ouvrage. Cette mesure ne semble donc pas être si pertinente que le laissait penser l'analyse bibliographique.
- **Dimensions de la structure** : L'analyse statistique a clairement confirmé la meilleure résistance des ouvrages de petites dimensions.

Conclusion

La recherche réalisée dans le cadre de cette thèse concerne l'étude des affaissements miniers et de leurs conséquences sur le bâti. 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. De tels affaissements sont susceptibles de se reproduire en Lorraine ou ailleurs. Il est donc impératif d'étudier ces phénomènes afin d'améliorer les politiques de gestion des risques qui ont commencé à être mises en œuvre dans certaines régions. Les conséquences matérielles, sociales, économiques et médiatiques des affaissements miniers peuvent être maîtrisées sous réserve d'une meilleure connaissance des phénomènes. Cette thèse participe à ce travail.

Les objectifs annoncés étaient d'améliorer la caractérisation de la vulnérabilité d'un bâtiment subissant un affaissement minier, proposer des solutions préventives et étudier les possibilités de réhabilitation. Trois analyses ont été menées : une synthèse des connaissances, une analyse statistique du comportement des structures et une analyse des phénomènes d'interaction sol-structure dont nous rappelons les principales conclusions.

- **La synthèse des connaissances a permis de :**

  - synthétiser les méthodes permettant de prévoir les déplacements de la surface des terrains ;
  - recenser les méthodes de prévision des dégradations du bâti ;
  - recenser des échelles de hiérarchisation des dégradations ;
  - recenser des valeurs seuils de mouvements acceptables par différents types de bâti ;
  - mettre en évidence les sollicitations des structures et leur comportement dans les différentes zones d'une cuvette d'affaissement ;
  - recenser les solutions constructives en vue d'une diminution de la vulnérabilité du bâti.

- **L'analyse statistique a permis de :**

  - exploiter "au mieux" les informations apportées par les affaissements miniers lorrains et les dégradations qu'ils ont entraînées ;
  - mettre en œuvre différentes techniques permettant de caractériser les mouvements du terrain en fonction des courbes d'iso-affaissements ;
  - mettre en évidence les caractéristiques des affaissements ou des structures les plus pertinentes pour estimer la vulnérabilité ou la dégradation du bâti.
  - mettre en évidence l'importance de la variable "LIEU" qui caractérise la position de chaque structure par rapport au point d'inflexion de la cuvette d'affaissement ;
  - préciser l'échelle de vulnérabilité, probablement, la mieux adaptée à la problématique des affaissements miniers,
  - porter un regard critique sur l'analyse bibliographique.

- **L'analyse des phénomènes d'interaction sol-structure a permis de :**

  - élaborer une méthodologie permettant de distinguer les différents modes de comportement d'un bâti et en particulier d'évaluer l'importance des phénomènes d'interaction sol-structure ;
  - mettre en évidence des phénomènes d'interaction sol-structure consécutifs à une déformation horizontale du terrain ou à une courbure ;
  - évaluer l'influence des propriétés mécaniques du terrain et des structures sur leur comportement respectif ;
  - élaborer des schémas de comportement du bâti complémentaires des schémas déjà proposés dans la bibliographie ;
  - élaborer un modèle permettant d'estimer les sollicitations affectant une structure en tenant compte de l'interaction sol-structure et de l'interaction se produisant entre les différents mouvements du terrain ;
  - porter un regard critique sur l'analyse bibliographique.

Compte tenu des objectifs recherchés, en plus de l'amélioration des connaissances du phénomène, les résultats aboutissent à deux résultats :

- Désormais, nous sommes en mesure de proposer une méthodologie d'étude globale de la vulnérabilité du bâti, en utilisant des méthodes adaptées selon l'enjeu de la construction. Les bâtiments présentant un enjeu modéré sont étudiés par des méthodes générales, telles qu'elles sont présentées dans l'analyse bibliographique. L'analyse statistique permet de les approfondir et de les adapter au bassin minier étudié. Les bâtiments présentant un enjeu important sont étudiés individuellement et nécessitent d'être modélisés.
- Nous sommes en mesure d'appréhender un certain nombre de phénomènes d'interaction sol structure se produisant au cours d'un affaissement et qui n'avaient pas été décelés jusqu'à présent. C'est, d'une part, d'un intérêt important du point de vue de la connaissance des phénomènes élémentaires. D'autre part, cela permet de commenter, encourager ou critiquer certaines des solutions préventives préconisées et exposées lors de l'analyse bibliographique.

Ce travail peut être poursuivit. Il est tout d'abord possible de poursuivre la recherche bibliographique. En particulier, nous pensons qu'une comparaison approfondie de la méthodologie élaborée avec celles utilisées en génie parasismique apporterait des résultats intéressants. La méthodologie proposée devrait être appliquée à un site réel afin de tester dans un premier temps sa mise en œuvre et de confronter ses résultats avec l'avis d'experts. Pour ce faire, il est nécessaire de choisir une méthode d'estimation de la vulnérabilité des bâtiments d'enjeu modéré. Enfin, l'analyse des phénomènes d'interaction sol-structure peut être approfondie. Tout d'abord en étudiant plus en avant l'importance de la modélisation de la structure et de l'interface sol-structure. Ensuite en réalisant des expériences, sur modèles réduits (rouleaux de Schneebeli ou centrifugeuse par exemple) ou en grandeur réelle.

La problématique des affaissements miniers dans le bassin ferrifère lorrain a été en arrière plan de cette thèse, mais bien d'autres régions de France, d'Europe ou d'ailleurs peuvent être affectées par ces phénomènes, que l'exploitation souterraine soit une mine ou une carrière. L'étude réalisée peut répondre aux questions posées par les affaissements de ces autres régions minières.

Enfin ce travail ne doit pas occulter les autres conséquences des affaissements miniers : conséquences économiques, sociales, politiques, psychologiques, environnementales, en terme de développement durable... L'ensemble de ces conséquences doivent être étudiées puis intégrées dans une méthodologie plus générale de prévision des risques ou d'évaluation des conséquences des affaissements miniers sur leur environnement. Cette méthodologie deviendra un outil privilégié aux mains des pouvoirs publics pour réagir efficacement face à ces phénomènes difficilement maîtrisables.

Annexes

Annexe 1 : Valeurs des seuils des mouvements acceptables par une construction.
Annexe 2 : Base de données et cuvettes d'affaissements.
Annexe 3 : Description et justification des techniques permettant de calculer les variables de la base de données lorsque la coupe de la cuvette n'est pas l'axe de plus grande pente passant par la structure considérée.
Annexe 4 : Description des méthodes statistiques.
Annexe 5 : Développement des calculs réalisés pour la caractérisation de la rigidité horizontale d'une structure et l'étude de son comportement en zone de courbure.
Annexe 6 : Définition des propriétés anisotropes du matériau modéliser dans l'étude numérique.
Annexe 7 : Homogénéisation d'un milieu fracturé.

ANNEXE 1 : Valeurs des seuils des mouvements acceptables par une construction

Cette annexe recense tous les seuils des mouvements, proposés dans la bibliographie, et correspondant à un niveau de dégradation du bâti.
On rappelle les notations utilisées, présentées en détail sur la figure 31 du chapitre 2-2-2 :
ε : déformation horizontale
P : pente du terrain
ω : inclinaison de la structure
R : rayon de courbure du terrain
β : angle de distorsion
Δ/L : taux de déflexion
δ/l : rotation
α : déformation angulaire
Δ : déflexion relative
ρ : tassement
δ : tassement différentiel

Références	Type de construction	Dégradations (description ou catégorie)		Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
Skempton et Mac Donald (1956) (basé sur 98 constructions), cités par Bell (1988), Geddes (1977), Gardner et Hibberd (1961) et Bell (1992)	Fondations indépendantes	Début de la fissuration					δ/l = 1/300	sable : δ = 30 mm ρ = 50 mm argile : δ = 45 mm ρ = 75 mm
	Radier				P=1/300			sable : δ = 30 mm ρ = 75 mm argile : δ = 45 mm ρ = 75 à 125 mm
	Murs porteurs ou parois pleines dans les structures de type portique	Aucune fissuration					δ/l = 1/500	
		Début de la fissuration					δ/l = 1/300	
		structurelles					δ/l = 1/150	
Bjerrum (1963), cité par Geddes (1984), Bell (1988), Bell (1992) et Triplett et al. (1992)	Machines sensibles au tassement	Danger					δ/l = 1/750	
	Portiques contreventés	Danger					δ/l = 1/600	
	Constructions en général	Limite pour la fissuration des					δ/l = 1/500	
	Parois pleines	Premières fissures					δ/l = 1/300	
	Constructions hautes et rigides	Inclinaison devient visible					δ/l = 1/250	
	Parois pleines et murs en briques	Fissuration importante					δ/l = 1/150	
	Constructions en général	Risque de dégradations					δ/l = 1/150	
	Murs en briques flexibles, L/H > 4	Aucune					δ/l = 1/150	
Stacey et Bakker (1992) et Merwe (1992)	Constructions							
	Constructions avec murs porteurs en briques et maçonneries		Superficielles	ε = 0,0005	ω = 0,001			
			Critiques	ε = 0,002	ω = 0,003			
	Constructions avec ossature en acier ou béton armé		Superficielles	ε = 0,002	ω = 0,0015			
			Critiques	ε = 0,004	ω = 0,0035			
	Constructions particulièrement rigides, incluant celle avec noyau central		Superficielles	ε = 0,001	ω = 0,0015			
			Critiques	ε = 0,003	ω = 0,0035			
	Routes							
	Routes ayant un faible volume de graviers ou pavés		Mineures	ε = 0,002	ω = 0,01			
			Majeures	ε = 0,005	ω = 0,015			
	Routes ayant un grand volume de pavés, avec trottoirs et installations de drainage des eaux pluviales		Mineures	ε = 0,001	ω = 0,005			
			Majeures	ε = 0,002	ω = 0,01			
	Lignes de chemin de fer							
	Lignes de transport des marchandises ou ayant un faible trafic passager, sur lesquels des limitations de vitesses peuvent être facilement imposées			ε = 0,003	ω = 0,01			
	Lignes principales, avec un important trafic passager, sur lesquels il n'est pas envisageable d'imposer sur une grande période des limitations de vitesse du point de vue de l'exploitant			ε = 0,002	ω = 0,005			
	Conduites							
	Conduites secondaires d'égouts, d'eau, d'évacuation des eaux pluviales et toutes les canalisations en acier ne véhiculant pas de matières dangereuses			ε = 0,002	ω = 0,004			
	Conduites principales d'égouts, d'eau, d'évacuation des eaux pluviales et toutes les canalisations véhiculant des matières dangereuses			ε = 0,001	ω = 0,002			

Références	Type de construction	Dégradations (description ou catégorie)	Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
Polshin et Tokar (1957), cités par Bell (1988), Gardner et Hibberd (1961), Geddes (1977), Bell (1992) et Triplett et al. (1992)	Constructions civiles et industrielles fondées sur des pieux [*column foundations*]						
	Constructions en acier ou béton armé, "*column foundatuon*"					sable et argile dure : δ/l = 1/500 argile plastique : δ/l = 1/500	
	Constructions à ossature avec habillage en briques, "*column foundatuon*"					sable et argile dure : δ/l = 1/145 (*2) ou 1/500 ou 1/1500 argile plastique : δ/l = 1/1000	
	Constructions pour lesquelles aucune déformation n'apparaîtra durant le tassement différentiel des fondations, "*column foundatuon*"					sable et argile dure : δ/l = 1/200 argile plastique : δ/l = 1/200	
	Cheminées industrielles, tours, silos…			sable et argile dure: ω = 1/250 argile plastique : ω = 1/250			
	inclinaison des chemins de grues			ω = 1/300			
	Construction avec murs porteurs en briques						
	Constructions civiles et *** à plusieurs étages avec L/H ≤ 3					sable et argile dure : Δ/L = 0,0003 argile plastique : Δ/L = 0,0004	
	Constructions civiles et *** à plusieurs étages avec L/H ≥ 5					sable et argile dure : Δ/L = 0,0005 argile plastique : Δ/L = 0,0007	
	Constructions à un seul étage					sable et argile dure : Δ/L = 0,001 argile plastique : Δ/L = 0,001	
	Constructions avec des murs pleins en briques et L/H ≤ 1,5						ρ_{moyen} = 80 mm
	Constructions avec des murs pleins en briques et L/H ≥ 2,5						ρ_{moyen} = 100 mm
	Constructions avec des murs en briques et du béton armé ou des briques renforcées						ρ_{moyen} = 150 mm
	Constructions de type portique						ρ_{moyen} = 100 mm
	Fondations "résistantes" en béton armé des cheminées industrielles, silos, tours…						ρ_{moyen} = 300 mm
Boscardin et Cording (1989)		0 : négligeables	ε < 0,0005				
		1 : très légères	ε = 0,0005 à 0,00075				
		2 : légères	ε = 0,00075 à 0,0015				
		3 : modérées	ε = 0,0015 à 0,003				
		4 à 5 : sévères à très sévères	ε > 0,003				

Références	Type de construction	Dégradations (description ou catégorie)	Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
Brauner (1973), Donetz district, URSS, cités par Bell (1988) et Wagner et Schümann (1991)	Catégorie I :		ε = 0,002	ω = 0,004	R = 20000 m		
	Catégorie II : H > 15 m 5 étages ou plus		ε = 0,0025	ω = 0,0045	R = 18000 m		
	Catégorie III : 10 m < H < 15 m 3 à 4 étages		ε = 0,0035	ω = 0,005	R = 12000 m		
	Catégorie IV : H < 10 m 1 à 2 étages		ε = 0,006	ω = 0,008	R = 5500 m		
	Catégorie V : H < 10 m 1 à 2 étages		ε = 0,0075	ω = 0,01	R = 3000 m		
	Catégorie VI : 10 m < H < 5 m 1 étage		ε = 0,014	ω = 0,025	R = 1000 m		
Canadian Foundation Engineering Manual (1985), cité par Klepikov (1989)		Limite de danger pour "*statically determinate structure*" et les murs de soutènement.				β = 0,01	
		Limite de sauvegarde pour "*statically determinate structure*" et les murs de soutènement..				β = 0,0067	
		Limite de danger pour les structures de types portique (acier ou béton armé) sans remplissage, réservoirs en aciers, inclinaison des structures hautes et rigides				β = 0,0067	
		Limite de sauvegarde pour les structures de types portique (acier ou béton armé) sans remplissage, réservoirs en aciers, inclinaison des structures hautes et rigides				β = 0,004	
		Limite de danger pour les structures de types portique (acier ou béton armé) avec remplissage, inclinaison des culées des ponts				β = 0,004	
		Inclinaison des constructions hautes devient visible				β = 0,004	
		Limite lorsque des difficultés avec des montes charges sont à craindre				β = 0,0033	
		Limite de sauvegarde pour les structures de types portique (acier ou béton armé) avec remplissage, inclinaison des extrémités				β = 0,002	
		Limite de danger pour la flexion concave des murs porteurs non renforcés				β = 0,002	
		Limite lorsque des difficultés avec des machines sensibles au tassements sont à craindre				β = 0,0013	
		Limite de sauvegarde pour la flexion convexe des murs porteurs non renforcés				β = 0,001	
		Limite de danger pour la flexion concave des murs porteurs non renforcés				β = 0,001	
		Limite de sauvegarde pour la flexion convexe des murs porteurs non renforcés				β = 0,0005	

Références	Type de construction	Dégradations (description ou catégorie)	Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
Règles de construction des foundations en URSS (1983), cité par Klepikov (1989)	Constructions dans lesquelles aucune contrainte n'est développée consécutivement à des tassements différentiels					$\beta = 0{,}006$	$\rho_{max} = 15$ cm
	Constructions civile et industrielles à un ou plusieurs étages, de type portique [fondations isolées]…						
	…avec l'ossature en béton armé, sans remplissage					$\beta = 0{,}002$	$\rho_{max} = 8$ cm
	…avec l'ossature en béton armé, avec remplissage					$\beta = 0{,}001$	$\rho_{max} = 8$ cm
	…avec l'ossature en acier, sans remplissage					$\beta = 0{,}004$	$\rho_{max} = 12$ cm
	…avec l'ossature en acier, avec remplissage					$\beta = 0{,}002$	$\rho_{max} = 12$ cm
	Constructions multi-étagées avec murs porteurs [fondations continues]…						
	…réalisés en larges panneaux			$\omega = 0{,}005$		$2\Delta/L = 0{,}0016$	$\rho_{moyen} = 10$ cm
	…réalisés briques ou blocs, sans renforcement			$\omega = 0{,}005$		$2\Delta/L = 0{,}002$	$\rho_{moyen} = 10$ cm
	…réalisés briques ou blocs, avec renforcement [*reinforced concrete chords*]			$\omega = 0{,}005$		$2\Delta/L = 0{,}0024$	$\rho_{moyen} = 15$ cm
	Constructions en béton armé de grande hauteur						
	Usines avec silo monolithique en béton fondés sur un même radier			$\omega = 0{,}003$			$\rho_{moyen} = 40$ cm
	usines avec silo monolithique en béton précontraint fondés sur un même radier			$\omega = 0{,}003$			$\rho_{moyen} = 30$ cm
	Silo monolithique isolé			$\omega = 0{,}004$			$\rho_{moyen} = 40$ cm
	Silos monolithiques isolés en béton précontraint			$\omega = 0{,}004$			$\rho_{moyen} = 30$ cm
	Usines isolées			$\omega = 0{,}004$			$\rho_{moyen} = 25$ cm
	Cheminées industrielles : H < 100 m			$\omega = 0{,}005$			$\rho_{moyen} = 40$ cm
	Cheminées industrielles : H < 200 m			$\omega = 1/(2.H)$			$\rho_{moyen} = 30$ cm
	Cheminées industrielles : H < 300 m			$\omega = 1/(2.H)$			$\rho_{moyen} = 20$ cm
	Cheminées industrielles : H > 300 m			$\omega = 1/(2.H)$			$\rho_{moyen} = 10$ cm
	Autres constructions rigides d'une hauteur supérieure à 100 m			$\omega = 0{,}004$			$\rho_{moyen} = 20$ cm
	Structures de communication aériennes						
	Lignes téléphoniques			$\omega = 0{,}002$			$\rho_{moyen} = 20$ cm
	Lignes téléphoniques, isolées électriquement			$\omega = 0{,}001$			$\rho_{moyen} = 10$ cm
	Tours de télécommunication isolées					$\beta = 0{,}002$	
	Tours pour radio courte fréquence					$\beta = 0{,}0025$	
	Tours (blocs individuels)					$\beta = 0{,}001$	
	Structures électriques aériennes						
	Poteaux intermédiaires (en ligne droite)			$\omega = 0{,}003$		$\beta = 0{,}003$	
	Poteaux particuliers (début ou fin de ligne, angle…)			$\omega = 0{,}0025$		$\beta = 0{,}0025$	
	Transformateur spécial			$\omega = 0{,}002$		$\beta = 0{,}002$	

Références	Type de construction	Dégradations (description ou catégorie)	Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
Réglementation canadienne (1985), cité par Klepikov (1989)	Matériaux						
	Maçonnerie, verre ou autres matériaux fragiles					$\beta = 0{,}0028$	
	Habillage en acier ou en d'autres matériaux non fragiles					$\beta = 0{,}0042$	
	Portique à ossature en acier ou béton					$\beta = 0{,}0055$ à $0{,}0067$	
	Portique à ossature en bois					$\beta = 0{,}01$	
	Présence de murs en acier ou béton pouvant travailler en cisaillement					Selon la conception	
	Structure						
	Grands murs en briques continus			$\omega = 0{,}001$ à $0{,}005$			
	Maisons en briques			$\omega = 0{,}005$			
	Habillage en brique entre les colonnes			$\omega = 0{,}001$			
	Structures de type portique en béton armé			$\omega = 0{,}0025$ à $0{,}004$			
	Structures de type portique métallique simplement appuyé			$\omega = 0{,}005$			
Réglementation finlandaise en matière de constructions (1979), cité par Klepikov (1989)	Constructions rigides massives					$\beta = 0{,}004$ à $0{,}005$	$\rho_{max} = 10$ à 15 cm
	"statically determinate structure"					Sol sans cohésion : $\beta = 0{,}0025$ à $0{,}0033$ Sol avec cohésion : $\beta = 0{,}0033$ à $0{,}005$	$\rho_{max} = 10$ à 15 cm
	"statically indeterminate structure"						
	Constructions en bois					Sol sans cohésion : $\beta = 0{,}0025$ à $0{,}0033$ Sol avec cohésion : $\beta = 0{,}0033$ à $0{,}005$	$\rho_{max} = 10$ à 15 cm
	Constructions acier					$\beta = 0{,}002$ à $0{,}005$	$\rho_{max} = 8$ à 10 cm
	Constructions en briques					Sol sans cohésion : $\beta = 0{,}001$ à $0{,}0017$ Sol avec cohésion : $\beta = 0{,}0013$ à $0{,}0025$	$\rho_{max} = 4$ à 8 cm
	Constructions en béton armé					Sol sans cohésion : $\beta = 0{,}001$ à $0{,}002$ Sol avec cohésion : $\beta = 0{,}0014$ à $0{,}0028$	$\rho_{max} = 6$ à 10 cm
	Constructions en béton précontraint					Sol sans cohésion : $\beta = 0{,}0008$ à $0{,}0014$ Sol avec cohésion : $\beta = 0{,}001$ à $0{,}002$	$\rho_{max} = 4$ à 8 cm
	Structures de type portique en béton armé					Sol sans cohésion : $\beta = 0{,}0005$ à $0{,}001$ Sol avec cohésion : $\beta = 0{,}00067$ à $0{,}0014$	$\rho_{max} = 3$ à 6 cm
Knothe (1952) et Rimant (1958), cités par Wagner et Schümann (1991)		superficielles ou aucun	$\varepsilon = 0{,}0015$	$\omega = 0{,}0025$	R = 50000 m		
		faciles à réparer	$\varepsilon = 0{,}003$	$\omega = 0{,}005$	R = 20000 m		
		appréciables, construction toujours utilisable	$\varepsilon = 0{,}006$	$\omega = 0{,}01$	R = 11000 m		
		sévères, consolidation requise	$\varepsilon = 0{,}009$	$\omega = 0{,}015$	R = 8300 m		
		destruction de la construction			R = 6250 m		

Références	Type de construction	Dégradations (description ou catégorie)	Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
Sowers (1962), cité par Klepikov (1989)	Structures de type portique en béton armé					$\beta = 0{,}0025$ à $0{,}004$	ρ_{max} = 5 à 10 cm
	Structures de type portique métallique, continues					$\beta = 0{,}002$	ρ_{max} = 5 à 10 cm
	Structures de type portique métallique, simples					$\beta = 0{,}005$	ρ_{max} = 5 à 10 cm
	Usines en briques à un étage	Fissuration des murs				$\beta = 0{,}001$ à $0{,}002$	
	Grands murs en briques continus					$\beta = 0{,}0005$ à $0{,}001$	ρ_{max} = 2,5 à 5 cm
	Constructions en voiles en béton armé					$\beta = 0{,}003$	
		Fissuration des plâtres				$\beta = 0{,}001$	
	Rayonnages de marchandises			$\omega = 0{,}01$			
	"rolling of trucks"			$\omega = 0{,}01$			
	Inclinaison des cheminées industrielles, des tours			$\omega = 0{,}004$			
	Machines de type métier à tisser			$\omega = 0{,}003$			
	Machines de type métier à turbo-générateurs			$\omega = 0{,}0002$			
	Grues sur rail			$\omega = 0{,}003$			
	Drainage des terrains			$\omega = 0{,}01$ à $0{,}02$			
Réglementation australienne en matière de constructions résidentielles fondées sur un dallage ou des fondations (1986)), cité par Klepikov (1989)	Structures de type portique habillées					$\beta = 0{,}0033$	ρ_{max} = 4 cm
	"articulated masonry veneer"					$\beta = 0{,}0025$	ρ_{max} = 3 cm
	" masonry veneer"					$\beta = 0{,}0017$	ρ_{max} = 2 cm
	"articulated full masonry"					$\beta = 0{,}0013$	ρ_{max} = 1,5 cm
	"full masonry"					$\beta = 0{,}0005$	ρ_{max} = 1 mm
Klepikov et Rozenfeld (1984), cité par Klepikov (1989)	Recommandations pour les constructions munies des dispositions constructives contre la déformation des fondations						
	Structures de types portiques en acier ou béton armé, un étage, liaisons poutre-poteau articulées dans toutes les directions, avec 6 m et 12 m d'intervalles et dont les murs porteurs sont dans la proportion H/(2.L) < 0,75						ρ_{moyen} = 40 cm
	Structures de types portiques en acier ou béton armé, un étage, liaisons poutre-poteau rigides dans une direction et articulée dans la seconde, avec 6 m et 12 m d'intervalles						ρ_{moyen} = 25 cm
	Structures de types portiques n'excédant pas 4 étages, avec des entretoises et *"swaybraces"* et dont les murs porteurs sont dans la proportion H/(2.L) < 0,75			$\omega = 0{,}008$			ρ_{moyen} = 20 cm
	Structures de types portiques multi-étagés, dont les murs porteurs sont dans la proportion H/(2.L) > 0,75 basés sur *"plate foundations"*			$\omega = 0{,}008$			ρ_{moyen} = 25 à 40 cm
Bhattacharya et Singh(1984) et Triplett et al. (1992)	Constructions en briques et maçonneries	architecturales	$\varepsilon = 0{,}0005$			$\delta/l = 0{,}001$ $\Delta/L = 0{,}0003$	
		fonctionnelles	$\varepsilon = 0{,}0015$ à $0{,}002$		R = 20 km	$\delta/l = 0{,}0025$ à $0{,}003$ $\Delta/L = 0{,}0005$	
		structurelles	$\varepsilon = 0{,}003$			$\delta/l = 0{,}007$	
	Structures avec ossature en acier ou béton armé.	architecturales				$\delta/l = 0{,}0013$	
		fonctionnelles				$\delta/l = 0{,}0033$	
	Structures avec ossature en bois	architecturales	$\varepsilon = 0{,}001$			$\delta/l = 0{,}0015$	
		fonctionnelles				$\delta/l = 0{,}0033$ à $0{,}005$	

Références	Type de construction	Dégradations (description ou catégorie)	Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
Sotnikov, cité par Klepikov (1989)	Recommandations pour les constructions existantes le long desquelles de nouvelles constructions sont envisagées.						
	Structures sans ossature avec des parois pleines	I : très légères		$\omega = 0{,}004$		$\beta = 0{,}002$	$\rho_{max} = 4$ cm
		II : légères		$\omega = 0{,}002$		$\beta = 0{,}001$	$\rho_{max} = 3$ cm
		III : modérées		$\omega = 0{,}002$		$\beta = 0{,}0007$	$\rho_{max} = 2$ cm
	Structures sans ossature avec des parois pleines en briques ou larges blocs sans renforcement	I : très légères		$\omega = 0{,}004$		$\beta = 0{,}002$	$\rho_{max} = 4$ cm
		II : légères		$\omega = 0{,}002$		$\beta = 0{,}0015$	$\rho_{max} = 3$ cm
		III : modérées		$\omega = 0{,}002$		$\beta = 0{,}001$	$\rho_{max} = 2$ cm
	Murs porteurs en briques ou larges blocs avec des renforcements en *"reinforced concrete chords"*	I : très légères		$\omega = 0{,}004$		$\beta = 0{,}0035$	$\rho_{max} = 6$ cm
		II : légères		$\omega = 0{,}002$		$\beta = 0{,}0018$	$\rho_{max} = 4$ cm
		III : modérées		$\omega = 0{,}003$		$\beta = 0{,}0012$	$\rho_{max} = 3$ cm
URSS, cité par Klepikov (1989)	Constructions industrielles et équipements techniques, bâtis en zones minières						
	Silos de longueur supérieure à 30 m fondés sur des fondations en béton armé	tolérable		$\omega = 0{,}007$			
		ultime		$\omega = 0{,}012$			
	Châteaux d'eau fondés sur *"plain and an rubble concrete foundation"*	tolérable		$\omega = 0{,}008$			
		ultime		$\omega = 0{,}012$			
	Tours de mines	tolérable		$\omega = 0{,}008$			
	Cheminées industrielles en brique et en béton armé : H < 20 m	tolérable		$\omega = 0{,}01$			
		ultime		$\omega = 0{,}014$			
	Cheminées industrielles en brique et en béton armé : H < 30 m	tolérable		$\omega = 0{,}008$			
		ultime		$\omega = 0{,}014$			
	Cheminées industrielles en brique et en béton armé : H < 40 m	tolérable		$\omega = 0{,}007$			
		ultime		$\omega = 0{,}014$			
	Cheminées industrielles en brique et en béton armé : H < 50 m	tolérable		$\omega = 0{,}006$			
		ultime		$\omega = 0{,}014$			
	Cheminées industrielles en brique et en béton armé : H < 60 m	tolérable		$\omega = 0{,}005$			
		ultime		$\omega = 0{,}01$			
	Cheminées industrielles en brique et en béton armé : H < 70 m	tolérable		$\omega = 0{,}0045$			
		ultime		$\omega = 0{,}01$			
	Cheminées industrielles en brique et en béton armé : H < 100 m	tolérable		$\omega = 0{,}004$			
		ultime		$\omega = 0{,}01$			
	Tours de télévision ou de radio : H < 50 m	ultime		$\omega = 0{,}007$			
	Tours de télévision ou de radio : H > 50	ultime		$\omega = 0{,}005$			
	"steelmade towertype rigs"	tolérable		$\omega = 0{,}006$			
	Compresseurs à pistons	tolérable		$\omega = 0{,}004$			
		ultime		$\omega = 0{,}006$			
	Chemin de grue dans la direction longitudinale	tolérable		$\omega = 0{,}005$			
	Chemin de grue dans la direction transversale	tolérable		$\omega = 0{,}006$			
	"Boilers : vertical watertube"	ultime		$\omega = 0{,}01$			
	"Horizontal shell boilers"	ultime		$\omega = 0{,}012$			
	"turner" et machines Lourdes horizontales d'une longueur supérieure à 6 m	tolérable		$\omega = 0{,}005$			

Références	Type de construction	Dégradations (description ou catégorie)	Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
URSS, cité par Klepikov (1989)	Constructions civiles avec des murs porteurs en maçonnerie sans mesures constructives de renforcement, bâties en zones minières						
	Constructions publiques d'importance particulière, comme le monuments ou les constructions possédant de grands halls d'une portée supérieure à 18 m	tolérable				1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,002$ 4 à 5 étages $2\Delta/L = 0,0018$	1 à 3 étages : $\rho_{moyen} = 2$ cm $\rho_{max} = 3$ cm 4 à 5 étages : $\rho_{moyen} = 2,5$ cm $\rho_{max} = 4$ cm
		ultime				1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,0036$ 4 à 5 étages $2\Delta/L = 0,0022$	1 à 3 étages : $\rho_{moyen} = 11$cm $\rho_{max} = 16$ cm 4 à 5 étages : $\rho_{moyen} = 6$ cm $\rho_{max} = 9$ cm
	Bâtiments pré-scolaires et scolaires, hôpitaux, maternités, théâtres.	tolérable				1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,0024$ 4 à 5 étages $2\Delta/L = 0,0022$	1 à 3 étages : $\rho_{moyen} = 3$ cm $\rho_{max} = 5$ cm 4 à 5 étages : $\rho_{moyen} = 4$ cm $\rho_{max} = 6$ cm
		ultime				1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,004$ 4 à 5 étages $2\Delta/L = 0,0026$	1 à 3 étages : $\rho_{moyen} = 15$cm $\rho_{max} = 25$ cm 4 à 5 étages : $\rho_{moyen} = 8$ cm $\rho_{max} = 12$ cm
	Constructions résidentielles, hôtels	tolérable				1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,0028$ 4 à 5 étages $2\Delta/L = 0,0022$	1 à 3 étages : $\rho_{moyen} = 6$ cm $\rho_{max} = 9$ cm 4 à 5 étages : $\rho_{moyen} = 5$ cm $\rho_{max} = 7$ cm
		ultime				1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,004$ 4 à 5 étages $2\Delta/L = 0,0026$	1 à 3 étages : $\rho_{moyen} = 15$cm $\rho_{max} = 25$ cm 4 à 5 étages : $\rho_{moyen} = 8$ cm $\rho_{max} = 12$ cm
	Bâtiments institutionnels, de service publics, d'alimentation	tolérable				1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,0032$ 4 à 5 étages $2\Delta/L = 0,0024$	1 à 3 étages : $\rho_{moyen} = 7$ cm $\rho_{max} = 11$ cm 4 à 5 étages : $\rho_{moyen} = 10$ cm $\rho_{max} = 11$ cm
		ultime				1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,004$ 4 à 5 étages $2\Delta/L = 0,0026$	1 à 3 étages : $\rho_{moyen} = 15$cm $\rho_{max} = 25$ cm 4 à 5 étages : $\rho_{moyen} = 8$ cm $\rho_{max} = 12$ cm

Références	Type de construction		Dégradations (description ou catégorie)	Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
Milukov et Petrakov (1981), cité par Klepikov (1989)	Structures de type portique							
	Poutre en béton armé coulée en place, qualité du béton B10 ou moins, dont le ferraillage de la partie comprimée des poutres représente moins de 20 % de celui de la partie tendue		tolérable				β = 0,002	
			ultime				direction du portique : β = 0,001 direction perpendiculaire : β = 0,005	
	Poutre en béton armé coulée en place, qualité du béton B10 à B15, dont le ferraillage de la partie comprimée des poutres représente de 20 à 30 % de celui de la partie tendue		tolérable				β = 0,002	
			ultime				direction du portique : β = 0,003 direction perpendiculaire : β = 0,006	
	Poutre en béton armé coulée en place, qualité du béton supérieure à B15, dont le ferraillage de la partie comprimée des poutres représente plus de 50 % de celui de la partie tendue		tolérable				β = 0,002	
			ultime				direction du portique : β = 0,005 direction perpendiculaire : β = 0,007	
	Poutres préfabriquées		tolérable				β = 0,002	
			ultime				direction du portique : β = 0,007 direction perpendiculaire : β = 0,01	
	Poutres et poteaux en acier		tolérable				β = 0,002	
			ultime				direction du portique : β = 0,01 direction perpendiculaire : β = 0,01	
	Poteaux en béton armé de section supérieure à 0,15 m²		tolérable				β = 0,002	
			ultime				direction du portique : β = 0,002 direction perpendiculaire : β = 0,004	
	Poteaux en béton armé de section inférieure à 0,15 m²		tolérable				β = 0,002	
			ultime				direction du portique : β = 0,004 direction perpendiculaire : β = 0,008	
	Construction en parois pleines							
	Linteaux de sections complexes pour les constructions en briques, comprenant un linteau en béton armé et une maçonnerie en briques au dessus	tolérable					β = 0,0024	
		ultime					β = 0,007	
	Linteaux de sections complexes pour les constructions en briques, comprenant un linteau en béton armé et une maçonnerie en briques au dessus, avec "*reinforced concrete chord*"	tolérable					β = 0,0024	
		ultime					β = 0,01	
	Linteaux constitués de blocs pour constructions constituées de larges blocs	tolérable					β = 0,0016	
		ultime					β = 0,005	
Grant et al. (1974), cités par Geddes (1984)	Murs porteurs en briques						sable et argile dure : δ/l = 1/1000	

Références	Type de construction	Dégradations (description ou catégorie)	Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
Peng et al. (1996)	Superstructures de type portique en bois	Voie de garage tordue, ouvertures dans les joints de la voie de garage, fissures dans les encadrements des fenêtres et des portes fissuration des refends, les portes et fenêtres coincent			R =5250 à 6650 m		
	Soubassements en parpaings	architecturales : fissures dans les joints de mortier, fissures dans les plâtres, bombement des cloisons	ε = 0,002		L < 10 m : R = 4000 m L > 10 m R = (2492.L-20997) m		
		Extensives : grandes fissures horizontales et verticales	ε = 0,006		R = 6250 m		
	Fondations	fissures verticales et inclinées			R = 1550 m		
Ji-Xian (1985)	Constructions en maçonnerie, fondations filantes, I : quelque fissures fines (< 4 mm) dans les murs. Réparations basiques		ε = 0,002	ω = 0,003	R = 5000 m		
	II :, chute de plâtres, portes et fenêtres ont un aspect penché, dégradations observées aux points de supports des poutres. Réparations mineures.		ε = 0,002 à 0,004	ω = 0,003 à 0,006	R = 2500 à 5000 m		
	III : murs penchés et fissurés (10 à 20 mm), planchers fissurés ou soulevés, déplacement aux points supports des poutres. Réparations moyennes.		ε = 0,004 à 0,006	ω = 0,006 à 0,01	R = 1650 à 2500 m		
	IV : fissures (>20 mm) dans les mur. Fissures horizontales, inclinaisons et déplacements des murs avec bombement vers l'intérieur ou l'extérieur. Ruptures en certains endroits, certains murs peuvent s'effondre. Extrémités des poutres fortement déplacées, soulèvement du toit. Réparations majeures.		ε = > 0,006	ω > 0,01	R < 1650 m		
Meyerhoff (1953), cité par Geddes (1977), Gardner et Hibberd (1961) et Triplett et al. (1992)	Murs en briques solides, 8ft; 6in de haut	début de la fissuration				δ/l = 1/20000	
	Murs en briques fondés sur une poutre en béton armé de 8ft; 6in	début de la fissuration				δ/l = 1/4000	
	Murs en briques légèrement renforcés, 10 ft de haut, 30 ft de long, fondé sur des fondations isolées (					δ/l = 1/4500 à 1/7000 (ou 1/700 ?)	
	Murs en briques					δ/l = 1/1000	
	Murs en briques *"allowing for creep relaxation"*					δ/l = 1/2000	
	Structure de type portique ouvert en acier ou béton armé	fissuration				δ/l = 1/300	
	Tests sur des murs de 10 * 12 ft en briques, *"clinker and clay block infilling"*					δ/l = 1/300 à 1/400	
	Structure de type portique avec remplissage					δ/l = 1/1000	
Burland et Wroth (1975), cités par Geddes (1984)	Murs porteurs en briques et habillages en briques continus	début de la fissuration	ε = 0,0005				
Attewell (1977) et Triplett et al. (1992)	Structure de type portique sans remplissage					δ/l = 1/250	
	Structure de type portique en acier ou béton avec remplissage					δ/l = 1/500	
	Murs porteurs					δ/l = 1/1000	

Références	Type de construction	Dégradations (description ou catégorie)	Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
Wilun et Starzewski (1975), cités par Geddes (1984)	1 – Constructions massives, d'une rigidité considérable selon leurs axes horizontaux, fondées sur des fondations massives et rigides en béton ou sur des radiers cellulaires ou en béton armé					α = 1/100 à 1/200	ρ_{max} = 150 à 200 mm
	2 – Constructions ayant fait l'objet d'un dimensionnement avec liaisons encastrées (*"three pinned arches, single-span steel trusses..."*) et structures en bois					α = 1/100 à 1/200	ρ_{max} = 100 à 150 mm
	3 - Constructions métalliques ou à base de murs porteur en briques n'ayant pas fait l'objet d'un dimensionnement, chaînage en béton armé à chaque niveau, fondations filantes en béton, murs transversaux de plus de 250 mm et espacés de moins e 6 m et structures de type portiques en béton armé dont les poteaux ne sont pas espacés de plus e 6m et fondées sur des fondations filantes ou un radier					α = 1/200 à 1/300	ρ_{max} = 80 à 100 mm
	4 – Constructions précédemment définies (classe 3) mais qui ne satisfont pas une des conditions ou dont les fondations sont isolées					α = 1/300 à 1/500	ρ_{max} = 60 à 80 mm
	5 – Constructions préfabriquées constitués de grandes plaques ou d'éléments en blocs					α = 1/500 à 1/700	ρ_{max} = 50 à 60 mm
Eurocode 7 (1997), cités par Leblais et al. (1995)		Etat limite atteint				β = 0,0005 à 0,00333	
		Acceptable				β = 0,002	
		Etat limite ultime				β = 0,00667	
	Constructions fondées sur semelles isolées	Acceptable					δ = 20 mm ρ_{max} = 50 mm
	Construction élancée	Pente visible		ω = 0,0004			
Leblais et al (1995)	Constructions courantes	Très légères		ω < 0,0002			ρ_{max} < 10 mm
		Légères		ω = 0,0002 à 0,0004			ρ_{max} de 10 à 50 mm
Kratzsch (1983)	Habitations résidentielles	Fissures de 1mm			R = -5000 m		
		Aucun			R = +10000m		
		Apparition des fissures			R>500L		
					R = 30L à 60L	Δ/L > 0,001 à 0,002	
Boscardin et Cording (1989)	Murs en briques de 5 étages	Sévères	ε = 4 à 8			β = 8	
	Structure métallique de 6 étages	Légers	ε = 0,9 à 1,8			β = 1,8	
	Voûtes en maçonnerie de * étages	Sévères	ε = 3,6 à 7,2			β = 7,2	
	Voûtes en maçonnerie de 3 étages	Légers à modérés	ε = 0,7 à 1,4			β = 1,1	
	Murs en briques de 4 étages	Sévères	ε = 3 à 12			β = 5 à 12	
	Murs de briques	Négligeables	ε = 1,3 à 1,8			β = 0	
	Murs en briques de 3 étages	Légers	ε = 0,3			β = 1,3	
	Murs en briques de 3 étages en zone de compression	Très légers à légers	ε = 0,1			β = 2,4	
	Murs en briques de 3 étages	Négligeable	ε = 0,5			β = 0,4	
	Murs en briques de 3 étages	Négligeable	ε = 0,3			β = 0,5	
	Murs en briques de 3 étages	Très légers à légers	ε = 0,8			β = 0,5	
	Ouvrage en brique avec structure métallique de 1 à 5 étages	Légers	ε = 0,5 à 1			β = 1	
	Structure en bois de 2 étages avec remplissage en briques	Légère à modérée	ε = 1,2			β = 1	
	Structure brique de 1 étage	négligeable	ε = 0,2			β = 0,8	
	Structure bois de 1 étage avec un peu de maçonnerie	Modérée	ε = 1,7			β = 1,9	
	Structure bois de 1 étage	Modérée	ε = 1,2			β = 2,7	
	Structure bois de 2 niveaux avec remplissage en briques et fondations renforcées	Modérée	ε = 0,1			β = 2,9	

Références	Type de construction	Dégradations (description ou catégorie)	Déformation horizontale "ε"	Pente du terrain "P" Inclinaison de la structure "ω"	Rayon de courbure du terrain "R"	Angle de distorsion "β" Taux de déflexion "Δ/L" Rotation "δ/l" Déformation angulaire "α"	Tassement "ρ" Tassement différentiel "δ"
O'Rourke et al. (1977) et Triplett et al. (1992)	Constructions avec murs porteurs en briques	Limite pour les dégradations architecturales				δ/l = 1/1000	
		Architecturales, portes coincent un peu, concentration visible de fissures possible, fissures inférieures à 0,3 à 0,6 cm				δ/l = 1/1000 à 1/333	
		Les dégradations deviennent gênantes pour les occupants, les portes et fenêtres coincent, carreaux des fenêtres cassés, l'utilisation de la construction peut être réduite, fissures inférieures à 1,5 à 5 cm				δ/l = 1/333 à 1/143	
		"*Spalling*" des remplissages ou couvertures en pierres et rupture possible des corniches le long des murs de façades (mouvements différentiels parallèles aux murs porteurs en briques)				δ/l = 1/143 à 1/125	
Williams (1989) et Pellissier et al. (1992)		Pente non discernable		ω = 1/1000			
		Début de la fissuration des murs		ω = 1/500			
		Pente limite habituellement acceptée		ω = 1/300 à 1/150			
		Limite pour des plaintes abondantes ("*screed*")		ω = 1/200			
		Pente clairement visible		ω = 1/1000			
		Valeur de la construction diminuée		ω ≈ 1/40			
		Construction évacuée		ω = 1/25			

ANNEXE 2 : Base de données et cuvettes d'affaissements

Cette annexe contient l'ensemble des données utilisées dans l'étude statistique. On trouvera dans l'ordre :

- Le plan détaillé de la cuvette de Moutiers-Haut (figure I).
- La base de données de la cuvette de Moutiers-Haut (tableau I).

- Le plan détaillé de la cuvette du Stade à Moutiers (figure II).
- La base de données de la cuvette du Stade à Moutiers (tableau II).

- Le plan détaillé de la cuvette de la rue de Metz à Auboué (figure III).
- La base de données de la cuvette de la rue de Metz à Auboué (sans regroupement des maisons accolées, tableau III).
- La base de données de la cuvette de la rue de Metz à Auboué (avec regroupement des maisons accolées, tableau IV).

- Le plan détaillé de la cuvette de la cité Coinville à Auboué (figure IV).
- La base de données de la cuvette de la cité Coinville à Auboué (sans regroupement des maisons accolées, tableau V).
- La base de données de la cuvette de la cité Coinville à Auboué (avec regroupement des maisons accolées, tableau VI).

- Le plan détaillé de la cuvette de Roncourt (figure V).
- La base de données de la cuvette de Roncourt (tableau VII).

La définition précise des variables se trouve dans le tableau 32 du chapitre 3.2.1.

tableau I : Base de données de la cuvette de Moutiers-Haut.

REF	INCL	CLA	NIV	SS	FORM	SOLP	P/A	L	PENTE	COURB	DIS	ADEF	LIEU	ZONE
m5	1	3	2	1	3	1	40	17,5	0,0016	0,00011	0,00039	0,09	0,94	1
m7		3	2	1	3	1	45	20	0,003	7,05E-05	0,00053	0,39	0,71	1
m9	1,9	3	2	1	3	1	40	20	0,0042	9,88E-05	0,00065	0,65	0,51	1
m10	2,6	3	2	1	3	1	40	20	0,0057	0,00012	0,00049	0,91	0,32	1
m12	2	3	2	1	3	1	0	30	0,0071	3,75E-05	0,00038	0,21	0,05	1
m13	1,2	2	2	1	3	1	30	11,5	0,0095	0,00067	0,0035	0,08	0,08	1
m15		3	1	0,5	2	1	40	11,5	0,0026	0,00012	0,00065	0,43	0,68	1
m16	2	3	2	1	3	1	40	15,5	0,0042	2,96E-05	0,00033	0,63	0,52	1
m17	2	3	2	1	3	1	30	15,5	0,0043	2,32E-05	0,00029	0,81	0,39	1
m18	0,5	1	2	0	1	0	30	11	0	0	0	0,22	0,84	1
m19	0,9	2	1	0,5	2	0	30	11	0	0	0	0,38	0,71	1
m20	0,45	3	2	1	1,5	0	40	11	0,00319	0,000278	0,00086	0,47	0,65	1
m21	1	2	1	1	2	0	40	11	0,00653	0,000291	0,00131	0,63	0,53	1
m22	1,4	3	2	0	1	0	40	11	0,00901	0,000198	0,00052	0,82	0,39	1
m23	1,9	3	1	0,5	2,1	0	30	11	0,00999	0,000165	0,00075	1	0,25	1
m24	1,8	3	1	0,5	1	0	30	11	0,01126	0,000110	0,00029	0,7	0,18	1
m25	1,6	3	1	1	1	0	20	13	0,01330	0,000246	0,00266	0,25	0,06	1
m26	2	3	1	1	1	0	20	11	0,01208	0,000170	0,00176	0,69	0,17	-1
m27	0,5	2	1	0,5	2	1	40	15	0,0088	0,00042	0,00163	0,46	0,66	-1
m28	0,6	1	2	0,8	3	0	10	33	0,0013	0,00012	0,00127	0,06	0,95	1
m29	0	2	1	1	1	0	30	12	0,0098	0,00014	0,00058	0,53	0,13	1
m30	1,5	3	2	1	1	0	30	12	0,0098	0,00014	0,00058	0,53	0,13	1
m31	2	3	2	1	1	0	30	11	0,0106	5,28E-05	0,00017	0,31	0,08	1
m32	2,3	3	1	1	1	0	30	11	0,01057	3,15E-05	0,00017	0	0,00	1
m33	1,2	3	1	1	3	0	30	11	0,0064	0,00037	0,00173	0,85	0,21	-1
m34	0,75	2	2	1	3	1	40	14	0,00633	1,83E-05	0,00020	0,7	0,48	-1
m35	0,5	2	2	1	2	0	30	12	0,00548	4,78E-05	0,00029	0,7	0,48	-1
m36	0	2	1	1	3	0	40	15	0,0047	0,00011	0,00047	0,61	0,54	1
m37	0	1	2	1	2	0	0	8	0,0104	0,00015	0,00063	0,63	0,52	1
m39	1	2	1	0,8	2	0	20	12	0,0082	0,00025	0,00027	0,4	0,10	1
m41	0,75	2	2	1	2	0	30	22	0,00329	0,000136	0,00133	0,76	0,43	-1
m42	0,6	2	2	0,8	2	1	30	20	0,0025	6,89E-05	0,0005	0,33	0,75	-1
m46	0	2	2	1	1,5	1	10	11	0,00228	0,000158	0,00102	0,13	0,90	1
m47	2,1	3	1	0,5	1	0	0	8	0,0104	0,00015	0,00063	0,63	0,52	1
m48	0,9	3	3	0	3	0	10	33	0,00127	0,000116	0,00127	0,06	0,95	1
m51	1,8	3	2	1	1	0	0	15	0,013	3,85E-05	0,00035	0,12	0,03	-1
m52		3	1	1	2	0	10	21	0,00203	0,000124	0,00203	0	1,03	1
m53	2	3	1	0,5	1	0	10	8	0,0129	8,76E-05	0,00038	0,97	0,24	1
m55	1,9	3	2	1	2	1	0	8	0,012	0,00011	0,0005	0,97	0,24	-1
m56	0	2	2	1	2	0	0	16	0	0	0	0	1,46	1
m58	0	1	2	0	3	0	0	10	0	0	0	0,03	0,97	1
m59	1	3	1	1	2,5	0	20	14	0,0089	0,00014	0,00088	0,72	0,46	1
m60	1,7	3	1	1	2	0	20	17	0,0078	0,00017	0,00135	0,55	0,59	1
m61	0	1	1	0,8	1	0	10	11	0	0	0	0	1,68	1
m64	0	2	2	0,8	2	0	10	15	0,00038	2,58E-05	0,00038	0,07	0,95	1
m65	0,5	3	1	0	3	0	0	20	0,00228	0,000233	0,00228	0,36	0,73	1
m66	5,5	3	0	2	1	0	10	22	0,01231	0,000190	0,00165	0,94	0,30	1
m67	3,5	3	1	0,8	2	1	10	20	0,0152	8,51E-05	0,00076	0,9	0,23	-1
m68	0	1	1	0,8	2	0	30	14	0,0005	7,62E-05	0,0005	0	1,00	1
m69	4	3	2	0,8	3	0	30	27	0,0138	0,00015	0,00165	0,29	0,07	-1
m70	0,5	3	1	0	3	0	40	25	0,0097	0,00036	0,003	0,93	0,30	1
m71		3	1	0,8	2	0	40	25	0,0097	0,00036	0,003	0,93	0,30	1

m72		1	1	0,8	2	0	40	25	0,00035	3,49E-05	0,00035	0	1,00	1
m74	0	2	1	0,5	2	0	40	25	0,0023	0,00019	0,00147	0,28	0,79	1
m76	0,5	3	2	1	3	0	40	19	0,0078	0,00057	0,0039	0,83	0,14	-1
m77	0	3	1	0	3	0	10	16	0,011	0,00136	0,0006	0,58	0,21	-1
m80	0	1	3	0,8	1	0	0	10	0	0	0	0	1,00	1
m89	0,6	1	1	0	1	0	0	9,5	0	0	0	0	1,48	1
m90	0	1	1	0,5	1	0	0	12,5	0	0	0	0	2,03	1
m104	0	1	2	1	3	0	30	17	0	0	0	0	1,28	1
m105	0,5	1	2	1	2,5	0	10	12,5	0	0	0	0	1,55	1
m106	0	1	2	1	2	0	20	10	0	0	0	0	2,19	1
m107	0,2	1	2	0,8	3	0	10	16,5	0	0	0	0	2,56	1
m115	1,5	2	2	1	2	1	20	9,5	0	0	0	0,23	0,83	1
m116	0,75	2	2	1	3	0	20	14	0	0	0	0	1,00	1
m117	0	1	2	0,8	2,5	0	10	18,5	0	0	0	0	1,33	1
m118	0	1	2	1	2	0	20	14	0	0	0	0	2,03	1
m119	0,55	1	2	1	2,5	0	20	9	0	0	0	0	2,19	1
m120	0,6	1	2	1	2,25	0	10	18,5	0	0	0	0	2,50	1

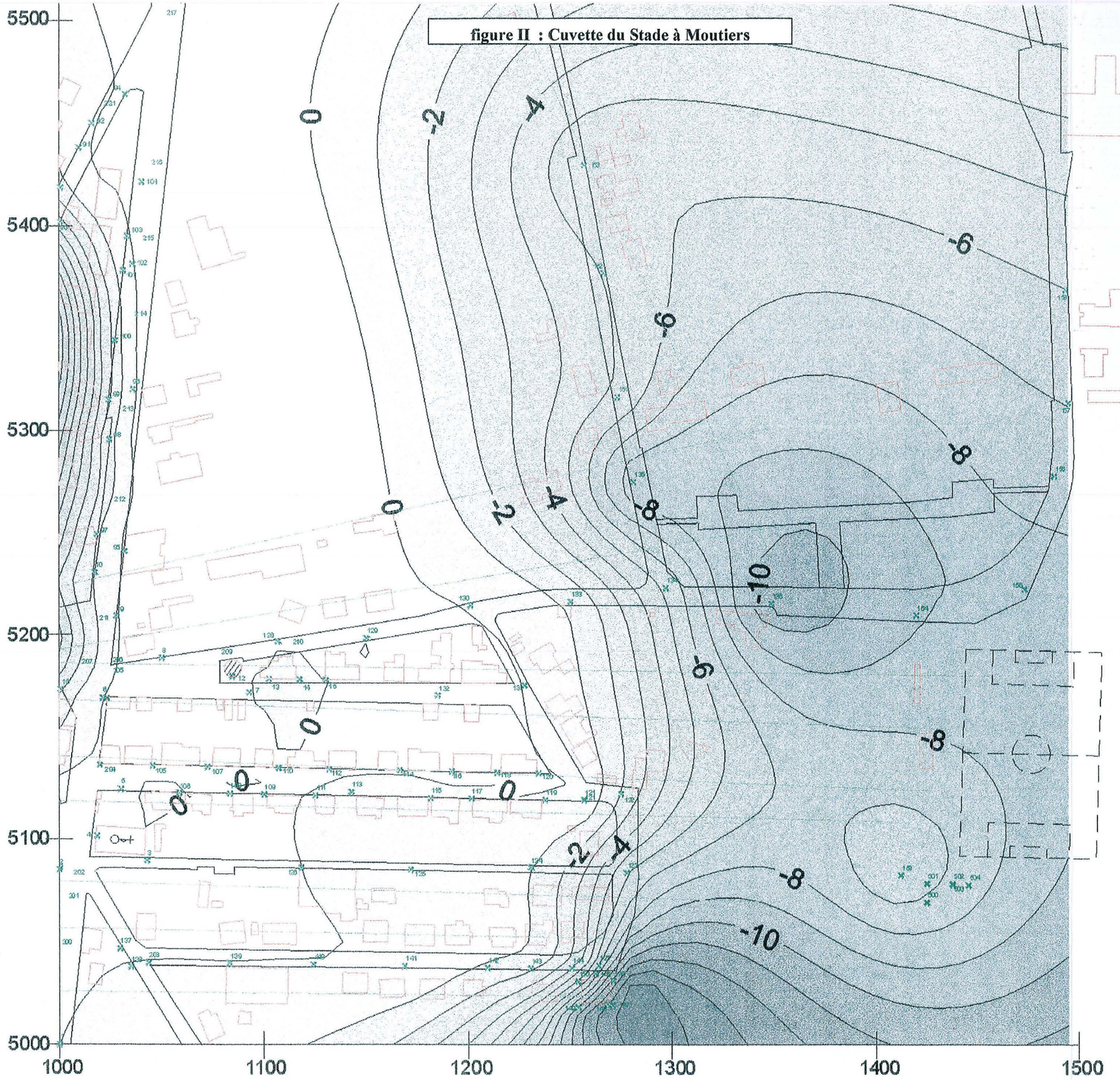


figure II : Cuvette du Stade à Moutiers

tableau II : Base de données de la cuvette du Stade à Moutiers.

REF	NIV	FORME	SS	CLA	P/A	L	ADEF	LIEU
m81	1	1	0,5	1	0	14,5	0,4	0,701
m83	1	1	0,5	2	30	12,5	0,67	0,494
m84	1	1	1	1	30	12,5	0,78	0,414
m85	2	1,5	0	1	30	12,5	0,89	0,333
m86	1	1	0	1	30	11	0,97	0,241
m87	1	3	0,5	2	40	12,5	0,32	0,08
m91	0	1	1	2	20	16,5	0,08	0,939
m92	1	2	1	1	30	12,5	0,44	0,667
m93	2	1,5	0	2	35	14	0,63	0,53
m94	2	2	0	1	30	14	0,75	0,439
m95	2	3	0	2	30	12,5	0,89	0,333
m96	1	2	0	2	0	14	0,79	0,197
m97	1	3	1	2	0	11	0,36	0,091
m99	1	1	0	1	45	11	0,17	0,875
m100	1	2	0	1	0	12,5	0,78	0,417
m101	2	1,5	1	2	0	14	0,92	0,229
m102	1	2	0,5	2	10	19	0,25	0,063
m108	2	2,5	1	1	0	9,5	0	2,067
m109	2	2,25	1	2	20	14	0	1,8
m110	2	3	1	1	10	14,5	0	1,5
m112	2	2,25	0,5	2	30	16,5	0	1
m113	2	2,5	1	2	40	15	0,31	0,767
m114	2	2	0	2	45	10	0,58	0,146
m121	2	2,25	1	2	0	14	0	2,138
m122	2	2	1	1	0	9,5	0	1,897
m123	2	3	0,5	1	0	15	0	1,621
m124	2	3	1	2	0	18,5	0	1,276
m125	2	3	0,5	2	20	18,5	0	1
m132	1	1	0,5	1	20	15	0,35	0,741
m133	1	2	1	2	25	9,5	0,44	0,667
m134	1	1	1	2	20	18,5	0,64	0,517
m140	2	2,5	1	1	20	16,5	0	2,031
m141	2	3	1	1	20	9,5	0	1,719
m142	2	1	0,5	1	20	15	0	1,438
m143	2	2,5	1	1	20	22	0	1,188
m144	1,5	1	1	2	10	13	0,29	0,781
m147	2	1	0	1	20	12	0	1,474
m150	0	2,5	0,5	2	0	21	0,95	0,237
m157	1	2	0,5	2	0	14	0,95	0,237
m161	2	1	1	1	40	12	0,21	0,053

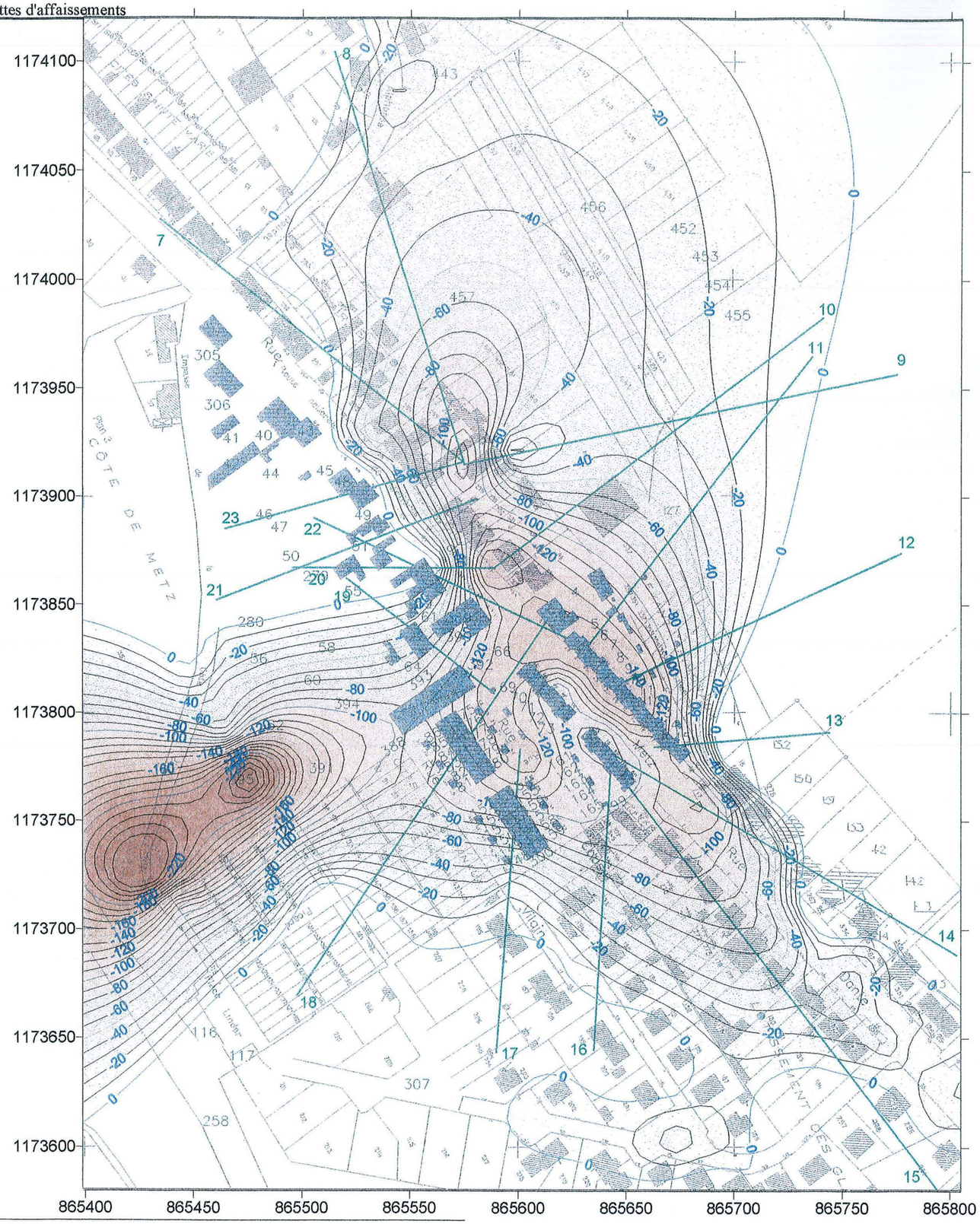


figure III : Cuvette de la rue de Metz (Auboué)

tableau III : Base de données de la cuvette de la rue de Metz à Auboué (sans regroupement des maisons accolées).

REF	CLA	P/A	L	ADEF	LIEU	ZONE	PENTE
a3	3	10	9,3	0	1,143	1	0
a4	3	10	9,3	0,095	0,929	1	0
a5	3	0	9,3	0,524	0,607	1	0
a7	3	0	9,3	0,81	0,393	1	0
a8	2	45	10,85	0,727	0,182	-1	0,02
a9	1	30	17,05	0,808	0,394	-1	0,022
a10	3	30	10,85	0,646	0,515	-1	0,014
a11	3	45	15,5	0,364	0,727	-1	0
a14	3	20	10,85	0,874	0,345	-1	0,022
a16	3	20	17,05	0,889	0,222	-1	0,032
a18	3	30	18,6	0,848	0,364	-1	0,065
a19	2	40	15,5	0	2,25	1	0
a21	3	30	9,3	0,5	0,625	-1	0,026
a22	2	30	10,85	0	1,583	1	0
a23	3	45	12,4	0,333	0,75	-1	0,018
a24	1	20	10,85	0	1,25	1	0
a25	3	40	9,3	0,889	0,333	-1	0,018
a26	2	30	10,85	0	1,25	1	0
a27	3	30	10,85	0,667	0,5	-1	0,026
a28	3	10	10,85	0,5	0,625	1	0
a29	2	20	12,4	0,549	0,588	-1	0,016
a30	3	10	6,2	0	1,444	1	0
a31	2	20	12,4	0,706	0,471	-1	0,009
a33	1	30	13,95	0	1	-1	0,006
a34	3	30	12,4	0	1,286	1	0
a35	3	0	7,75	0	1	-1	0
a36	3	0	15,5	0,645	0,161	1	0,026
a37	3	0	7,75	0	1	-1	0
a38	3	40	20,15	0,824	0,206	-1	0,032
a39	3	0	7,75	0	1	-1	0
a41	3	0	7,75	0	1	-1	0
a43	3	0	7,75	0	1	-1	0
a45	3	0	7,75	0,127	0,905	-1	0
a47	3	0	7,75	0,317	0,762	-1	0,011
a49	3	0	7,75	0,508	0,619	-1	0,016
a51	3	0	7,75	0,698	0,476	-1	0,016
a53	3	0	7,75	0,825	0,381	-1	0,021
a55	3	20	7,75	0,549	0,588	-1	0,026
a57	3	30	7,75	0,706	0,471	-1	0,021
a139	2	40	9,3	0,78	0,415	1	0,009
a140	1	30	13,18	0,78	0,195	1	0
a141	2	30	10,85	0,687	0,485	1	0,014
a142	1	30	10,08	0	1,143	1	0,009
a143	2	30	10,08	0	1,524	1	0
a144	2	20	9,3	0	1,714	1	0
a145	1	20	9,3	0	1,364	1	0
a151	1	30	12,4	0	1,78	1	0
a152	1	40	10,85	0	2,086	1	0
a153	1	30	12,4	0	3,643	1	0
a154-155	1	30	9,3	0	3,536	1	0
a156	1	45	9,3	0	1,536	1	0

a157	2	30	12,4	0,25	0,813	-1	0,008
a158	2	10	10,85	0	0	1	0,065
a159	1	45	10,08	0,417	0,688	-1	0,013
a160	2	40	9,3	0	1,125	1	0,032
a161	1	30	10,08	0,604	0,547	-1	0,009
a162	2	40	10,85	0	2,125	1	0
a163	1	30	10,08	0,813	0,391	-1	0,009
a164	1	30	10,85	0,813	0,391	-1	0,009
a166	1	40	18,6	0,875	0,219	-1	0,009
a167	1	40	18,6	0,875	0,219	-1	0,009
a168	1	0	12,4	0,25	0,063	-1	0,013
a181	1	20	6,2	0	1,125	1	0
a206	2	30	5,425	0,831	0,376	-1	0,022
a207	2	30	5,425	0,784	0,412	-1	0,032
a208	1	20	5,425	0,722	0,459	-1	0,022
a209	1	20	5,425	0,722	0,459	-1	0,016
a210	3	10	5,425	0,722	0,459	-1	0,013
a211	3	0	5,425	0,722	0,459	-1	0,013
a212	1	45	5,425	0,667	0,5	-1	0,016
a213	1	45	5,425	0,627	0,529	-1	0,016
a214	1	45	5,425	0,863	0,353	-1	0,022
a215	1	45	5,425	0,98	0,265	-1	0,022
a217	2	30	5,425	0,769	0,424	-1	0,016
a218	2	20	5,425	0,722	0,459	-1	0,016
a219	2	10	5,425	0,706	0,471	-1	0,013
a220	2	0	5,425	0,675	0,494	-1	0,011
a221	3	0	5,425	0,675	0,494	-1	0,011
a222	3	0	5,425	0,675	0,494	-1	0,013
a224	1	45	5,425	0,549	0,588	-1	0,016
a225	1	45	5,425	0,667	0,5	-1	0,016
a226	1	45	5,425	0,745	0,441	-1	0,016
a227	1	45	5,425	0,863	0,353	-1	0,016
a228	1	45	5,425	0,98	0,265	-1	0,022
a229	1	45	5,425	0,824	0,206	-1	0,032
a237	3	20	13,18	0,333	0,75	1	0,032

tableau IV : Base de données de la cuvette de la rue de Metz à Auboué (avec regroupement des maisons accolées).

REF	CLA	P/A	L_c	ADEF	LIEU	ZONE	PENTE
a#3	3	10	18,6	0	2,667	1	0
a#5	3	0	21,6	0	1,778	1	0
a8	2	45	10,85	0,727	0,182	-1	0,02
a9	1	30	17,05	0,808	0,394	-1	0,022
a10	3	30	10,85	0,646	0,515	-1	0,014
a11	3	45	15,5	0,364	0,727	-1	0,021
a#14	3	20	43,4	0,533	0,6	-1	0,031
a18	3	30	18,6	0,848	0,364	-1	0,065
a#19	2	35	25,6	0	2	1	0
a#21	3	35	24,8	0,25	0,813	-1	0,021
a#24	3	15	29,4	0	2,25	1	0
a29	2	20	12,4	0,549	0,588	-1	0,016
a30	3	10	6,2	0	1,444	1	0
a31	2	20	12,4	0,706	0,471	-1	0,009
a32	1	0	7,75	0	4	1	0
a33	1	30	13,95	0	1	-1	0,006
a#34	3	45	18,1	0	1,2	1	0,022
a#35	3	30	77,5	0,727	0,182	-1	0,022
a36	3	0	15,5	0,645	0,161	1	0,026
a#38	3	30	23,7	0,558	0,14	-1	0,029
a139	2	40	9,3	0,78	0,415	1	0,009
a140	1	30	13,18	0,78	0,195	1	0
a141	2	30	10,85	0,687	0,485	1	0,014
a#142	1	30	19,8	0	1	1	0,003
a#143	2	30	20,2	0	1,714	1	0
a#145	1	20	20,2	0	1,364	1	0
a151	1	30	12,4	0	1,78	1	0
a152	1	40	10,85	0	2,086	1	0
a#153	1	40	21,7	0	5,789	1	0
a#154	1	40	18,6	0	5,053	1	0
a#156	1	35	22,5	0	3,421	1	0
a157	3	30	12,4	0,25	0,813	-1	0,008
a158	3	10	10,85	0	0	1	0,065
a159	3	45	10,08	0,417	0,688	-1	0,013
a160	2	40	9,3	0	1,125	1	0,032
a161	3	30	10,08	0,604	0,547	-1	0,009
a162	3	40	10,85	0	2,125	1	0
a#163	2	40	10,9	0,952	0,286	-1	0,006
a#166	3	35	18,6	0,667	0,167	-1	0,007
a168	2	0	12,4	0,25	0,063	-1	0,013
a#170	3	20	15,5	0,98	0,265	1	0,007
a#181	1	20	13,95	0	1,112	1	0
a#206	3	30	34,1	0,706	0,471	-1	0,022
a#212	1	40	34,1	0,838	0,371	-1	0,021
a237	3	20	13,18	0,333	0,75	1	0,032

figure IV : Cuvette de la Cité Coinville (Auboué)

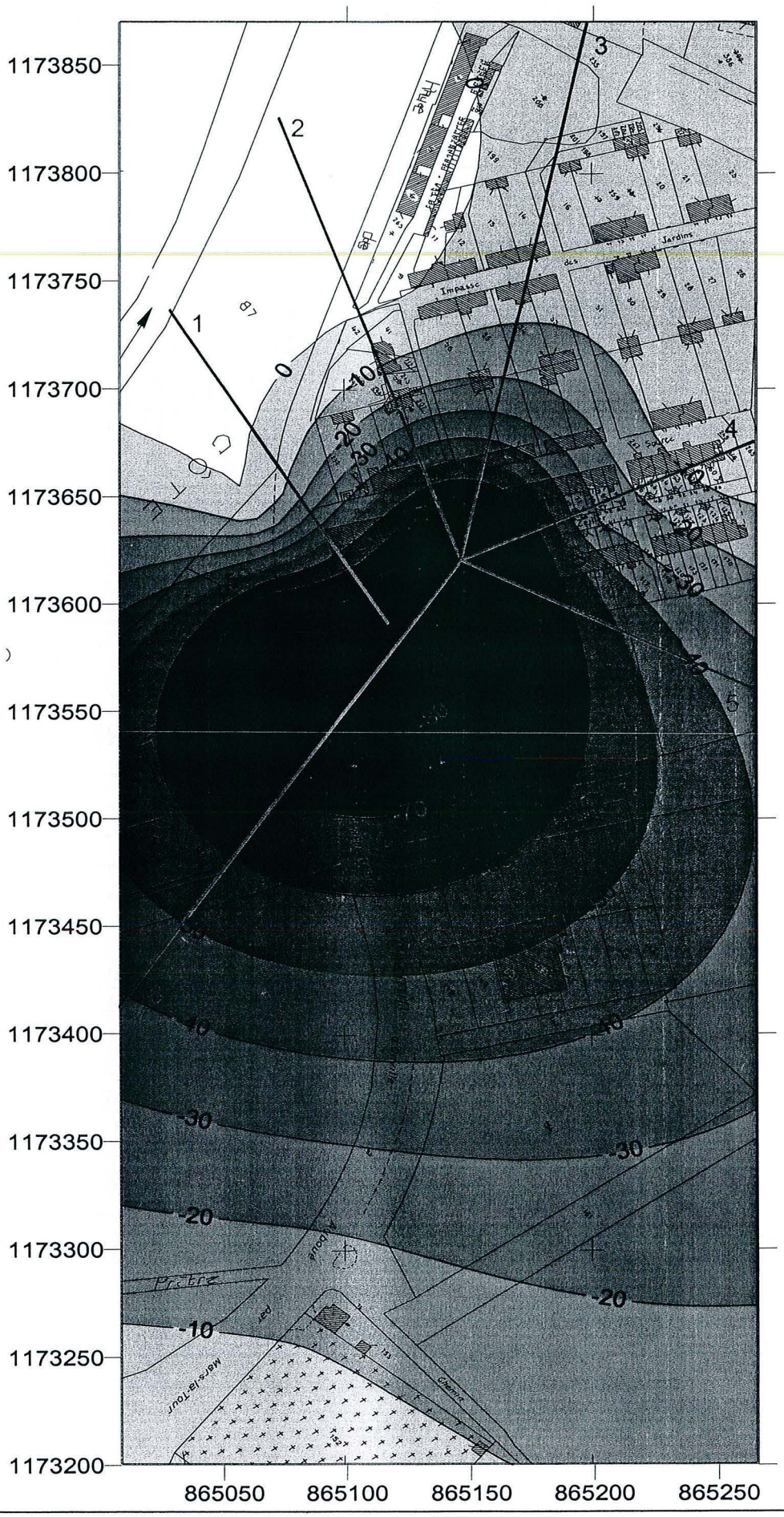


tableau V : Base de données de la cuvette de la cité Coinville à Auboué (sans regroupement des maisons accolées).

REF	CLA	P/A	L	ADEF	LIEU	ZONE	PENTE
a61	3	10	9,306	0,471	0,647	-1	0
a62	3	20	9,306	0,118	0,029	-1	0,012
a63	3	10	9,306	0,392	0,706	-1	0
a64	3	20	9,306	0,353	0,088	-1	0,012
a65	3	20	9,306	0,314	0,765	-1	0
a66	3	30	9,306	0,138	0,034	-1	0,012
a68	3	30	9,306	0,414	0,103	-1	0,01
a69	3	20	9,306	0,235	0,824	-1	0
a70	3	30	9,306	0,69	0,172	-1	0,01
a71	3	30	9,306	0,138	0,897	-1	0
a72	3	30	9,306	0,966	0,241	-1	0,01
a73	3	30	9,306	0,228	0,829	-1	0
a74	3	20	9,306	0,4	0,1	-1	0,01
a75	3	30	9,306	0,179	0,866	-1	0
a76	3	20	9,306	0,8	0,2	-1	0,01
a77	3	0	9,306	0,13	0,902	-1	0
a78	3	10	9,306	0,933	0,3	-1	0,01
a79	3	0	9,306	0,114	0,915	-1	0
a80	3	0	9,306	0,706	0,176	-1	0,012
a81	3	0	9,306	0,561	0,579	-1	0
a82	3	0	9,306	0,706	0,176	-1	0,015
a83	2	20	9,306	0,982	0,263	-1	0,007
a84	2	40	9,306	0,222	0,056	-1	0,015
a85	1	10	9,306	0,211	0,053	-1	0,007
a86	2	40	9,306	0,111	0,028	1	0,012
a87	2	0	9,306	0	0	1	0,008
a88	2	30	9,306	0,278	0,069	1	0,012
a89	2	0	9,306	0,131	0,033	1	0,008
a90	2	30	9,306	0,389	0,097	1	0,012
a91	1	0	9,306	0,23	0,057	1	0,01
a92	2	20	9,306	0,5	0,125	1	0,01
a93	1	10	9,306	0,361	0,09	1	0,01
a94	2	20	9,306	0,611	0,153	1	0,01
a95	1	20	9,306	0,459	0,115	1	0,008
a96	2	20	9,306	0,833	0,208	1	0,008
a97	1	30	9,306	0,557	0,139	1	0,007
a98	2	20	9,306	1	0,25	1	0,007
a99	1	40	9,306	0,721	0,18	1	0,007
a100	2	20	9,306	0,944	0,292	1	0,007
a101	2	45	9,306	0,918	0,23	1	0,007
a102	2	20	9,306	0,87	0,347	1	0,006
a103	2	45	9,306	0,995	0,254	1	0,007
a104	2	20	9,306	0,815	0,389	1	0,006
a105	2	45	9,306	0,896	0,328	1	0,006
a106	2	30	9,306	0,602	0,548	1	0,005
a107	2	45	9,306	0,831	0,377	1	0,006
a108	2	30	9,306	0,538	0,597	1	0,005
a109	2	45	9,306	0,798	0,402	1	0,006
a110	2	30	9,306	0,452	0,661	1	0,005
a111	1	45	9,306	0,754	0,434	1	0,006
a112	1	30	9,306	0,387	0,71	1	0,004

a113	2	45	9,306	0,699	0,475	1	0,005
a114	1	30	9,306	0,323	0,758	1	0,004
a115	2	45	9,306	0,656	0,508	1	0,005
a116	2	30	9,306	0,258	0,806	1	0,004
a117	1	45	9,306	0,601	0,549	1	0,005
a118	2	30	9,306	0,172	0,871	1	0,004
a119-121	3	20	10,15	0,784	0,196	1	0,012
a122-123	3	20	15,23	0,714	0,179	1	0,012
a124	3	20	20,3	0,58	0,145	1	0,012
a125	3	45	13,54	0,833	0,208	1	0,01
a126	2	30	13,54	0,963	0,278	1	0,007
a127	2	20	13,54	0,815	0,389	1	0,006
a128-129	2	20	15,23	0,426	0,681	1	0,004
a130-131	1	20	10,15	0,296	0,778	1	0,003
a185-186	1	0	18,61	0,333	0,75	1	0
a187	1	0	17,77	0,095	0,929	1	0
a188	2	0	14,38	0,386	0,71	1	0
a189	1	0	13,54	0	1	1	0
a190	1	20	14,38	0,232	0,826	1	0
a191	1	0	15,23	0	1	1	0
a193	1	0	14,38	0	1	1	0
a194-196	1	45	11	0	1,014	1	0
a195-197	1	30	15,23	0	1,125	1	0
a198-200	1	45	10,15	0	1,083	1	0
a199-201	1	45	10,15	0	1,181	1	0
a202-203	1	30	10,15	0	1,361	1	0
a204-205	1	30	10,15	0	1,417	1	0

tableau VI : Base de données de la cuvette de la cité Coinville à Auboué (avec regroupement des maisons accolées).

REF	CLA	P/A	L_c	ADEF	LIEU	ZONE	PENTE
a#61	3	15	62,6	0,184	0,862	-1	0,006
a#62	3	15	64,3	0,828	0,207	-1	0,011
a#83	2	10	64,3	0,543	0,136	1	0,01
a#84	2	20	63,5	0,358	0,089	1	0,007
a#105	2	10	44	0,726	0,455	1	0,002
a#106	2	5	44	0,381	0,714	1	0,004
a#119	3	20	25,38	0,929	0,232	1	0,01
a#124	3	45	33,8	0,754	0,188	1	0,008
a#126	2	30	28,8	0,804	0,397	1	0,006
a#128	2	20	25,4	0,215	0,839	1	0,003
a#185	2	0	32,1	0,267	0,8	1	0,003
a#187	1	10	32,1	0	1	1	0,003
a#190	1	20	28,8	0,21	0,843	1	0,003
a#191	1	20	28,8	0	1	1	0,003
a#194	1	40	20,3	0	1,041	1	0
a#195	1	30	25,4	0	1,137	1	0
a#202	1	40	20,3	0	1,37	1	0

figure V : Cuvette de Roncourt

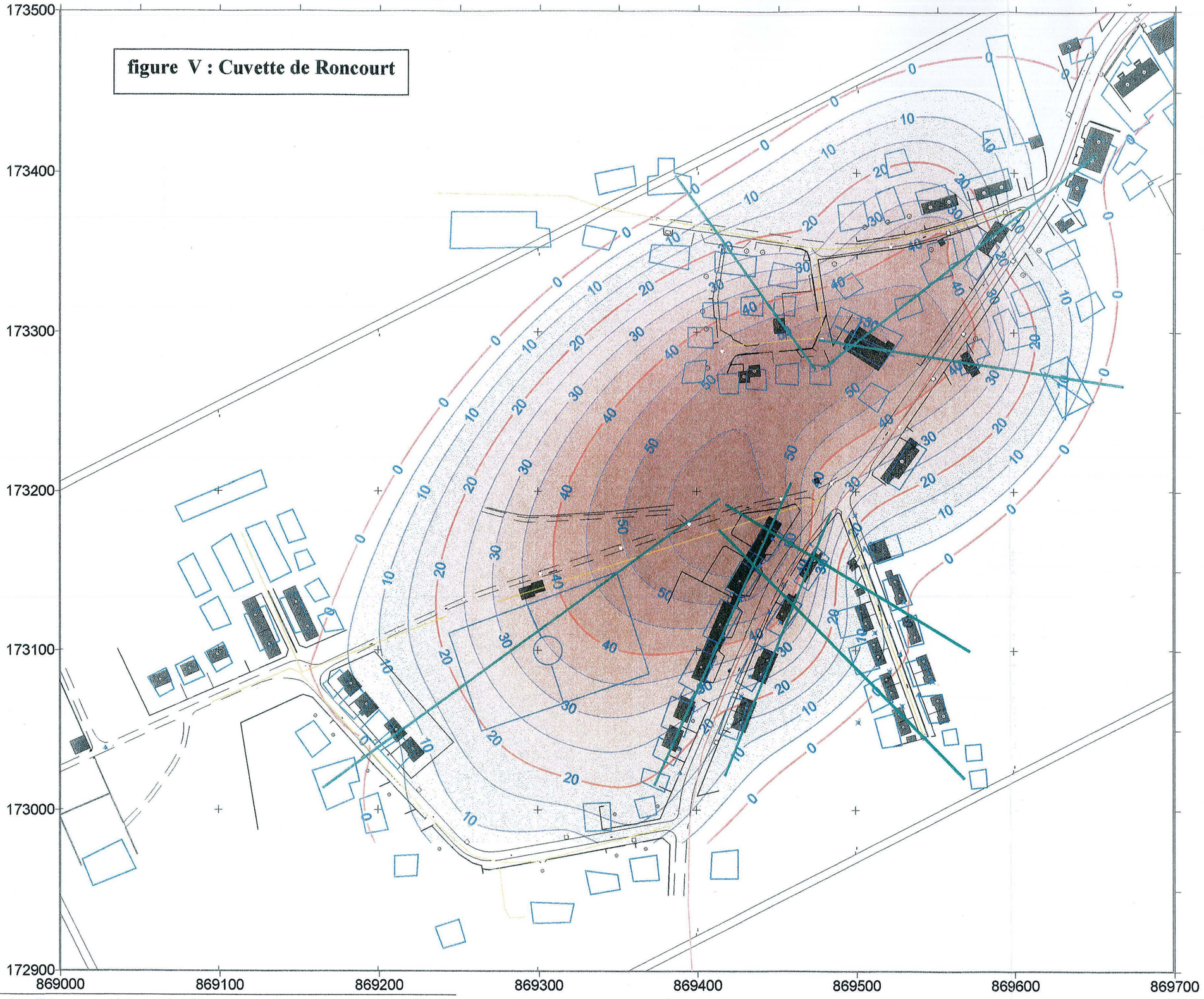


tableau VII : Base de données de la cuvette de Roncourt.

REF	CLA	P/A	L	ADEF	LIEU	ZONE	PENTE
r1	1	45	22	0,235	0,059	1	0,004
r2	2	35	22	0,917	0,229	-1	0
r3	1	40	22	0,472	0,646	-1	0
r4	1	10	6	0,255	0,064	1	0,004
r5	2	25	21	0,16	0,04	1	0,009
r6	2	40	21	0,548	0,137	1	0,005
r7	2	40	21	0,993	0,255	-1	0,006
r8	2	20	6	0,476	0,119	-1	0,007
r9	3	0	9	0,559	0,581	-1	0,009
r10	1	0	20	0,16	0,04	1	0,004
r11	2	20	9	0,696	0,174	-1	0,004
r12	1	10	9	0	0	1	0,003
r13	1	10	60	0,319	0,788	-1	0,002

ANNEXE 3 : Description et justification des techniques permettant de calculer les variables de la base de données lorsque la coupe de la cuvette n'est pas l'axe de plus grande pente passant par la structure considérée.

Cette annexe permet de préciser un certain nombre d'éléments importants pour le renseignement de certaines variables de la base de donnée.
L'objectif de l'annexe est de montrer comment il est possible de transposer des résultats mesurés sur la cuvette d'affaissement, à partir d'une coupe qui n'est pas l'axe de plus grande pente, pour retrouver les bonnes valeurs caractéristiques des variables. Si ce problème se pose c'est que l'alignement des constructions, qui correspond souvent à celui des infrastructures, ne correspond pas, à priori, à l'axe de plus grande pente. En revanche une coupe passant par cet alignement a le mérite d'être efficace puisqu'elle permet de caractériser plusieurs ouvrages à la fois. Mais surtout, en étant parallèle aux infrastructures, elle est au plus proche des points de nivellements de la DDE ou de la DRIRE et c'est donc également la coupe la plus juste. La figure VI explicite le problème.
Par ailleurs, cette démarche a eu le mérite d'étudier les diverses relations entre paramètres de l'affaissement et a abouti à une meilleure compréhension de ces derniers.

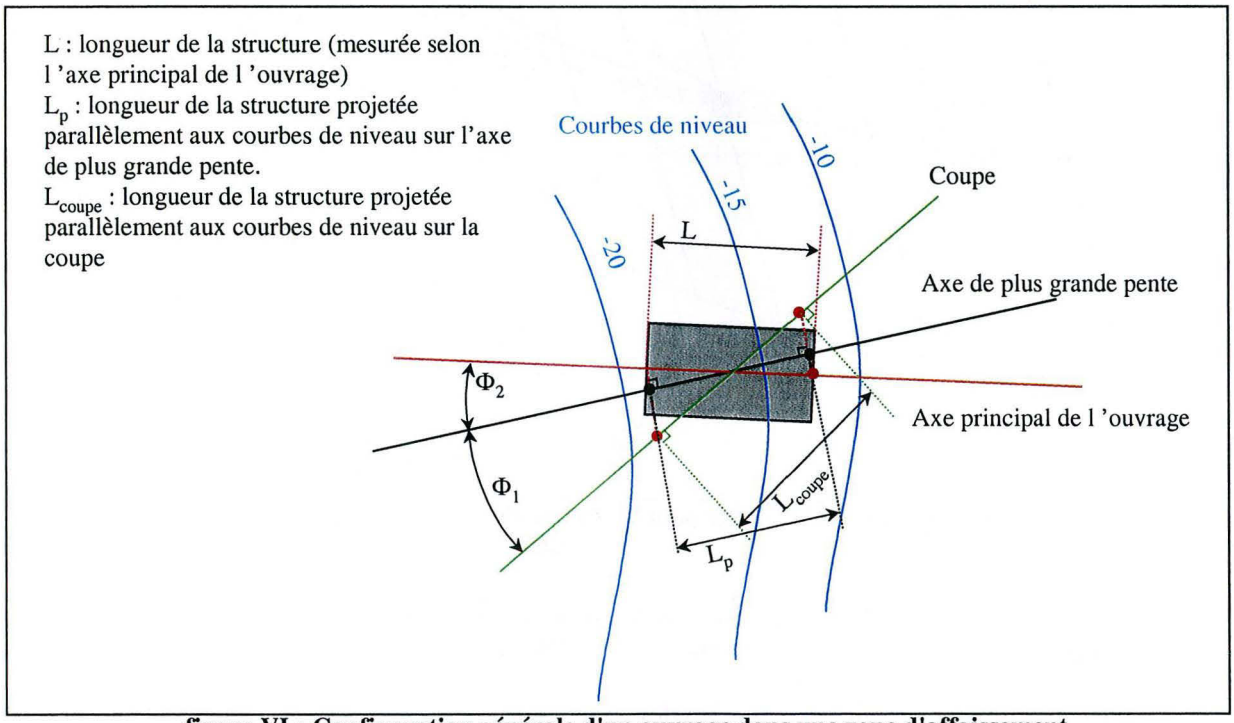


figure VI : Configuration générale d'un ouvrage dans une zone d'affaissement.

Les valeurs de la pente, courbure et distorsion normalement calculées selon une coupe correspondant à l'axe de plus grande pente, le sont en réalité selon une coupe différente. Il convient alors de transposer les valeurs obtenues.

- **Transposition de la pente :**

Nous sommes ici confrontés à un problème géométrique. La figure VII est là pour nous aider à raisonner. Malgré son aspect "chargé", elle n'est pas compliquée. On fait l'hypothèse que localement, au niveau de la construction, les courbes d'iso-affaissement pouvaient être considérées comme des segments parallèles. Cette hypothèse est juste à condition que les dimensions de la cuvette soient très supérieures à celles de l'ouvrage et à condition que les angles entre les différents axes ne soient pas trop importants. Sous cette hypothèse, la cuvette peut se représenter localement sous la forme d'une portion de cylindre dont nous ferons l'hypothèse qu'il est de base circulaire. Cette seconde hypothèse se justifie de nouveau si les dimensions de la cuvette sont très supérieures à celles de l'ouvrage. En effet, si on considère le rayon de courbure "R" de la cuvette en un point, on peut considérer que la cuvette est localement, en ce point, une portion de cylindre de base circulaire de rayon "R". Afin de ne pas surcharger la figure VII, la

démonstration de la transposition est faite pour un seul point (centre de l'ouvrage). La démarche que nous allons suivre devra être appliquée aux deux bords de l'ouvrage lorsqu'on souhaitera mesurer une valeur haute et basse de la pente correspondant aux deux extrémités de l'ouvrage.

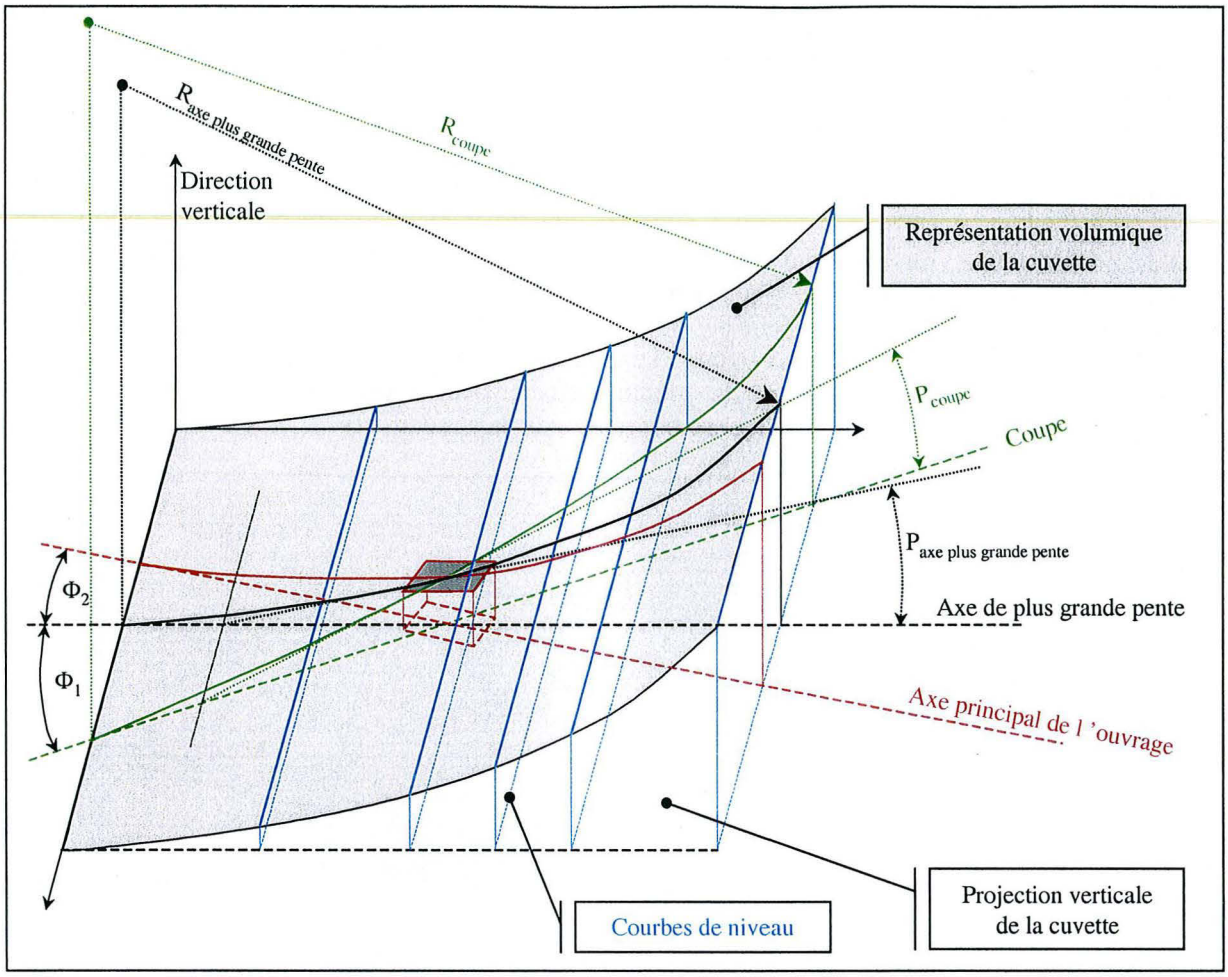


figure VII : Schématisation de la cuvette pour les calculs de transposition de la coupe à l'axe de plus grande pente.

La pente mesurée sera "P_{coupe}" (en vert sur les figures VI et VII) qu'on notera désormais P_c. La pente significative est "$P_{axe\ plus\ grande\ pente}$" (en noir sur la les figures VI et VII) qu'on notera désormais "P_p".

La figure VIII permet de visualiser 3 triangles rectangles :
ABC est rectangle en B. En effet B est la projection de A sur le plan P et C appartient au plan P (par construction). Donc AB est perpendiculaire à BC.
ABD est rectangle en B. et DCB. En effet B est la projection de A sur le plan P et D appartient au plan P (par construction). Donc AB est perpendiculaire à BD.
BCD est rectangle en D. En effet, DC appartient au plan P (par construction) et DC appartient au plan Q défini par les droites AD et AC. Or aussi bien le plan P que le plan Q sont parallèles à l'axe du cylindre : le plan P par construction et le plan Q car plan tangent au cylindre au point A. La droite DC appartient donc à deux plans parallèles à l'axe du cylindre, donc est elle-même parallèle. Pour finir, la droite AD est la tangente suivant la plus grande pente donc elle est perpendiculaire à l'axe du cylindre. La droite BD est à son tour perpendiculaire à l'axe du cylindre puisque c'est une projection de AD sur le plan P qui est parallèle à l'axe du cylindre. Donc BD et DC sont perpendiculaires.

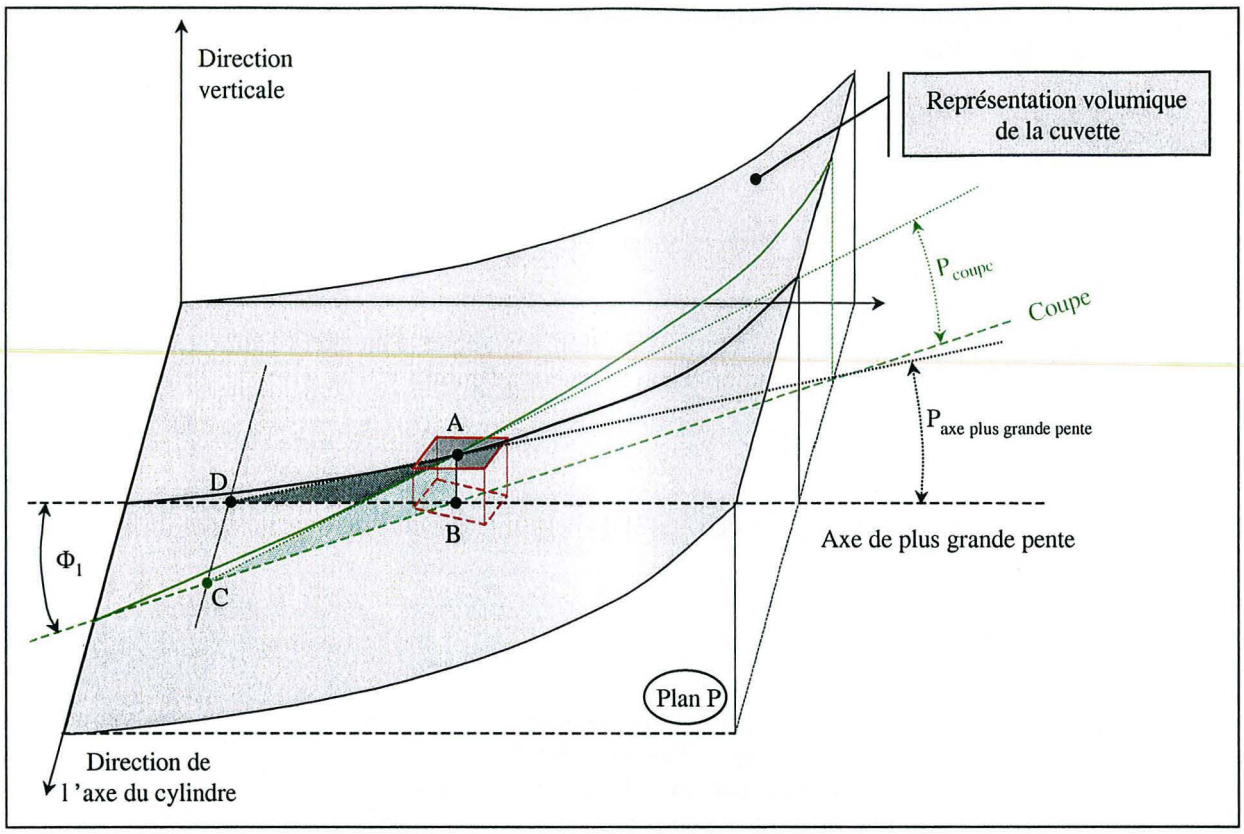


figure VIII : Transposition de la pente suivant la coupe à la pente suivant l'axe de plus grande pente.

On peut dès lors déduire très facilement la pente P_p à partir de P_c. La figure VIII met en évidence les relations suivantes :

$$P_c \approx \tan(P_c) = \frac{AB}{BC}$$

$$P_p \approx \tan(P_p) = \frac{AB}{BD}$$

$$\cos(\Phi_1) = \frac{BD}{BC}$$

Donc :

$$\boxed{P_p = \frac{P_c}{\cos(\Phi_1)}} \qquad [2]$$

On a ainsi abouti à une formule très simple.

- **Transposition de la courbure :**

La formule de transposition de la courbure se déduit en partie de celle de la pente. Il y a deux méthodes pour la trouver, une première intuitive, et une seconde plus rigoureuse. On présentera sans attendre la plus simple, avant de partir dans les développements plus mathématiques de la seconde.

La courbure moyenne au niveau d'une structure peut être déduite de la valeur de la pente à ses deux extrémités. On a alors très simplement :

$$\frac{1}{R_c} = \frac{P_{c1} - P_{c2}}{L_{coupe}} \qquad [3]$$

Avec P_{c1} et P_{c2} les pentes mesurées selon la coupe et L_{coupe} la longueur principale de la maison projetée sur la coupe (figure VI).

$$\frac{1}{R_P} = \frac{P_{P1} - P_{P2}}{L_P} \qquad [4]$$

Avec P_{p1} et P_{p2} les pentes mesurées selon la coupe et L_p la longueur principale de la maison projetée selon l'axe de plus grande pente (figure VI).

On connaît par ailleurs la formule [2] de transposition des pentes d'un axe à l'autre : et on peut calculer très facilement la formule de transposition d'une longueur à l'autre :

$$L_{coupe} = \frac{L_P}{\cos(\Phi_1)} \qquad [5]$$

On déduit alors très facilement à partir de [2], [3], [4] et [5] la formule de transposition de la courbure:

$$\boxed{\frac{1}{R_P} = \frac{1}{R_c.\cos^2(\Phi_1)}} \qquad [6]$$

La méthode théorique de calcul de la formule de transposition fait appel à l'équation générale des cercles et des ellipses. Si on continue de se placer dans le cadre des hypothèses précédentes, à savoir une cuvette d'affaissement modélisée localement par un cylindre de base circulaire, alors la courbe d'affaissement selon la plus grande pente est une portion de cercle de rayon R_p (courbe noire sur les figures VII et VIII) et la courbe d'affaissement selon l'axe de la coupe est une portion d'ellipse (courbe verte). En effet l'intersection d'un cylindre de base circulaire par un plan perpendiculaire à l'axe est un cercle et par un plan non perpendiculaire, une ellipse. Le plan de coupe du cylindre étant défini par l'axe de la coupe et un axe vertical "y", l'ellipse aura son petit axe orienté verticalement et de rayon R_P.

Par ailleurs, la courbure d'une courbe plane est égale à :

$$\frac{1}{R} = \frac{d^2y/dx^2}{\sqrt{(1+(dy/dx)^2)^3}} \text{ (coordonnées cartésiennes : y=f(x))}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{|x'.y''-y'.x''|}{\sqrt{(x'^2+y'^2)^3}} \qquad [7]$$

Avec $x=f_1(t)$ et $y= f_2(t)$ une équation paramétrique ; les dérivées se faisant par rapport au paramètre "t".
Nous allons utiliser la seconde formule, plus pratique dans notre cas. Localement, l'équation de la cuvette, selon la plus grande pente peut être assimilée à un cercle de centre Cp et de rayon "R_p" (figure IX, courbe noire) dont l'équation paramétrique dans le repère (C_p', x_p, y) est la suivante :

$$\begin{cases} x = R_p.\sin\theta_1 \\ y = R_p - R_p.\cos\theta_1 \end{cases} \qquad [8]$$

Avec "x" et "y" les cordonnées dans le repère (C_p', x_p, y) et "θ_1" l'angle entre la verticale descendante et le point considéré (point M sur la figure IX).
Localement, l'équation de la cuvette, selon l'axe de la coupe peut être assimilée à une ellipse de centre Cc, de petit axe de rayon "R_p" et de grand axe de rayon "$k.R_p$" (figure IX, courbe verte) dont l'équation paramétrique dans le repère (C_c', x_c, y) est la suivante :

$$\begin{cases} x = k.R_p.\sin\theta_2 \\ y = R_p - R_p.\cos\theta_2 \end{cases} \qquad [9]$$

Avec "x" et "y" les cordonnées dans le repère (C_c', x_c, y), "θ_2" l'angle entre la verticale descendante et le point considéré (point M sur la figure IX) et "k" une constante à déterminer égale au rapport entre la longueur du grand axe par celle du petit axe.

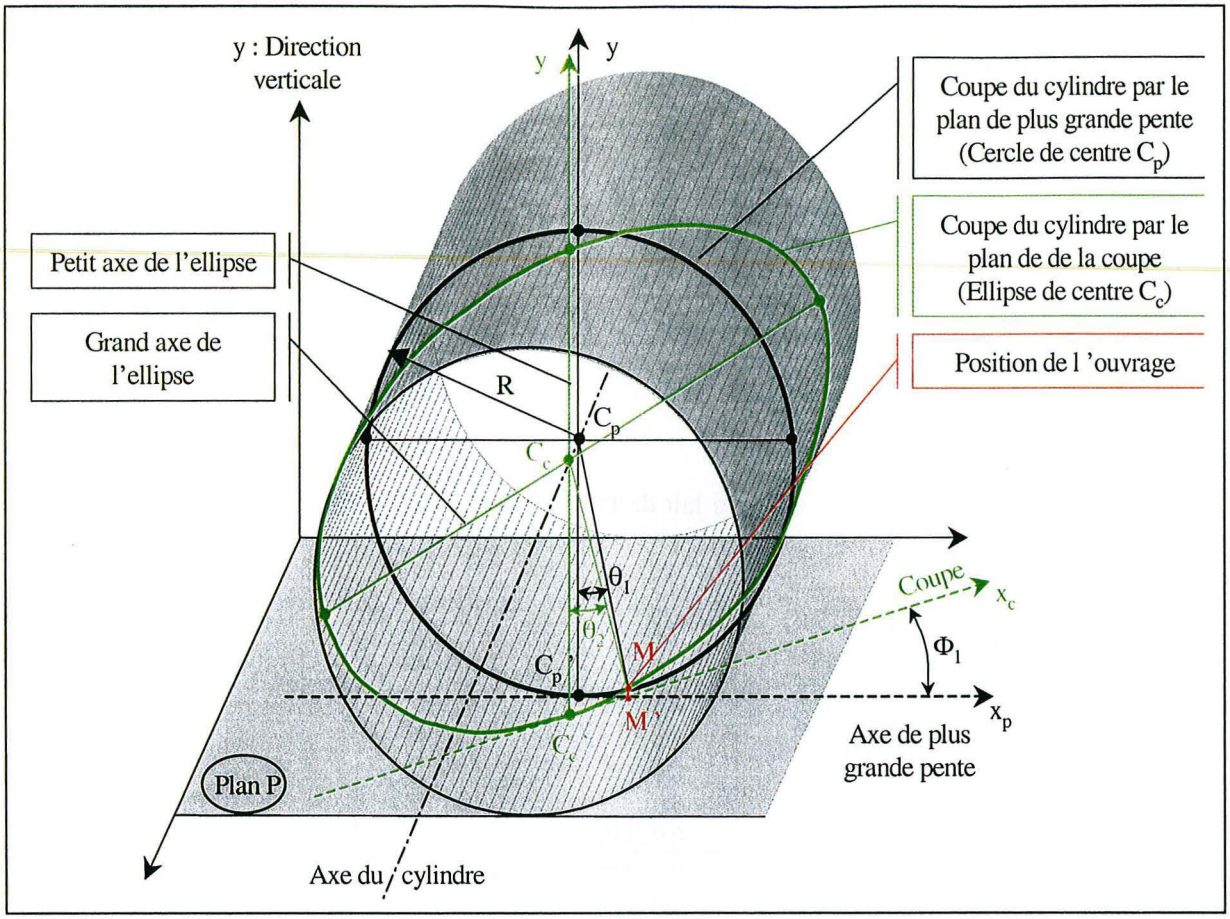


figure IX : Modélisation locale de la cuvette par un cylindre, mise en évidence des courbes intersection du cylindre avec les différents plans d'observation.

On peut dans un premier temps calculer aisément la valeur de "k". Etant donné l'inclinaison de l'ellipse de Φ_1 par rapport au cercle, le grand axe aura une longueur de :

$$k.R_p = \frac{R_p}{\cos\Phi_1}$$

et donc $k = \dfrac{1}{\cos\Phi_1}$ [10]

On peut ensuite calculer la valeur de la courbure de l'ellipse au point M correspondant à l'emplacement de l'ouvrage en combinant les relations [7] et [9]. On a :

$$\begin{cases} x' = k.R_p.\cos\theta_2 \\ y' = R_p.\sin\theta_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} x'' = -k.R_p.\sin\theta_2 \\ y'' = R_p.\cos\theta_2 \end{cases}$$

D'où $R_c = \dfrac{R_p}{|k|}\left(k^2.\cos^2(\theta_2) + \sin^2(\theta_2)\right)^{3/2}$ [11]

Montrons alors que "θ_2" est nécessairement proche de zéro. On peut voir sur la figure IX qu'il existe une relation entre "θ_1", "θ_2" et "Φ_1". Premièrement "θ_1" est au maximum de l'ordre de 1.10^{-2}. En effet, il représente la pente au point "M", et toutes les études montrent que la pente maximale du sol au niveau d'une maison lors d'un phénomène d'affaissement minier est inférieure à la valeur indiquée. Les points M

et M' vont donc pouvoir être considérés comme confondus dans la suite du calcul. Les triangles C_p, C_p', M', C_c, C_c' M' et M' C_p' C_c' sont rectangles et on a les relations suivantes :

$$\frac{C_c'M'}{C_cC_c'} = \frac{C_c'M'}{R_p} = \tan\theta_2$$

$$\frac{C_p'M'}{C_pC_p'} = \frac{C_p'M'}{R_p} = \tan\theta_1$$

$$\frac{C_p'M'}{C_c'M'} = \cos\Phi_1$$

D'où :

$$\tan\theta_2 = \frac{\tan\theta_1}{\cos\Phi_1} \approx \frac{\theta_1}{\cos\Phi_1} \qquad [12]$$

Le tableau VIII met en évidence que du fait de la formule de "$\tan\theta_2$" et de la valeur très faible de "θ_1", quelle que soit la valeur de "Φ_1" inférieure à 80 degrés, l'angle "θ_2" est proche de zéro.

tableau VIII : Vérification de la valeur de "θ_2" proche de zéro.

$\theta_1=\tan\theta_1$ (radians)	Φ_1 (degrés)	$\tan\theta_2=\tan\theta_1/\cos\Phi_1$	θ_2 (radians)	$\theta_2/\cos\theta_2$	$\theta_2/\sin\theta_2$	$\theta_2/\tan\theta_2$
0,01	10	0,0102	0,01015	0,0102	1,0000	1,0000
0,01	20	0,0106	0,01064	0,0106	1,0000	1,0000
0,01	30	0,0115	0,01155	0,0115	1,0000	1,0000
0,01	40	0,0131	0,01305	0,0131	1,0000	0,9999
0,01	50	0,0156	0,01556	0,0156	1,0000	0,9999
0,01	60	0,0200	0,02000	0,0200	1,0001	0,9999
0,01	65	0,0237	0,02366	0,0237	1,0001	0,9998
0,01	70	0,0292	0,02923	0,0292	1,0001	0,9997
0,01	75	0,0386	0,03862	0,0386	1,0002	0,9995
0,01	80	0,0576	0,05752	0,0576	1,0006	0,9989
0,01	85	0,1147	0,11424	0,1150	1,0022	0,9956
0,01	87	0,1911	0,18880	0,1922	1,0060	0,9881
0,01	88	0,2865	0,27906	0,2903	1,0131	0,9739
0,01	89	0,5730	0,52032	0,5997	1,0466	0,9081

Ceci est fondamental lorsqu'on reporte ce résultat dans la formule du rayon de courbure calculé précédemment pour l'ellipse. Le terme en "$\sin\theta_2$" peut être négligé et le terme en "$\cos\theta_2$" est peu différent de l'unité. D'où le résultat définitif de la courbure en effectuant un développement limité dans la relation [11] :

$$R_c = R_p.k^2 \qquad [13]$$

On a vu avec la relation [10] que $k = \frac{1}{\cos\Phi_1}$

Donc $\boxed{\frac{1}{R_P} = \frac{1}{R_C.\cos^2(\Phi_1)}}$ qui est bien la même formule que précédemment [5].

ANNEXE 4 : Description des méthodes statistiques

Quatre types d'analyses ont été utilisés dans l'étude statistique : l'analyse des corrélations entre variables, l'analyse en composantes principales, l'analyse factorielle discriminante et l'analyse par segmentation. L'objectif de cette annexe est de préciser ces méthodes en explicitant quelques aspects théoriques et quelques techniques d'interprétation.

Analyse des corrélations :

Cette analyse consiste à calculer les covariances entre chaque variable initiale normée de la base de données. Avec des variables normées, la covariance est égale à la corrélation. L'intérêt de normer les variables est de rendre homogène leurs unités et de les ramener à des variances unitaires. Concrètement, normer une variable consiste à soustraire sa moyenne et diviser par son écart type chacune de ses modalités.
La valeur de la corrélation obtenue est comprise entre 0 (aucune corrélation) et 1 (corrélation parfaite, les deux variables sont identiques). Pour chaque base de données, il est possible de calculer une valeur seuil des corrélations. Il est alors possible de garantir que la probabilité pour que les variables, dont la corrélation est supérieure au seuil, soient en réalité non corrélées est inférieur à 5 %. Traditionnellement, une valeur approchée de ce seuil est prise égale à $\frac{2}{\sqrt{n-3}}$ où "n" est le nombre d'individus de la base de données.

Analyse en composantes principales :

C'est une analyse descriptive factorielle, au sens où elle aboutit à une description de la base de données en prenant en compte simultanément toutes les données. Son intérêt augmente lorsque le nombre de variables devient important et ne permet plus de représenter la projection des individus de la base de données sur tous les plans définis par les variables initiales. L'idée est donc de rechercher des plans de projection optimaux permettant une meilleure représentation de la base de données.
Ces plans sont définis par des axes principaux obtenus par combinaison linéaire des variables initiales. Le premier axe principal est optimisé afin de maximiser l'inertie de la projection des individus sur l'axe. Le second axe est imposé perpendiculaire au premier et optimisé de la même manière... On définit ainsi autant d'axes principaux que de variables initiales. Ils ont la propriété de définir une base orthonormale et de posséder une inertie décroissante qui caractérise leur pouvoir explicatif décroissant du nuage de point.
L'orthogonalité des axes permet d'assurer leur indépendance. Chaque axe est donc susceptible de caractériser un phénomène particulier et indépendant des phénomènes caractérisés par les autres axes.
La valeur de l'inertie de projection des individus sur chaque axe est importante pour l'interprétation car elle quantifie le pouvoir explicatif de l'axe. Exprimée en pourcentage, l'inertie totale à expliquer est de 100 %. Si toutes les variables initiales avaient la même importance pour la description de la base de données, l'inertie expliquée par chacune serait égale à cent divisé par le nombre de variables initiales. En comparant cette valeur théorique à l'inertie de chaque axe principal, il est possible d'évaluer leur significacité. Concrètement seuls les deux ou trois premiers axes sont généralement intéressants.

Les résultats peuvent être visualisés selon deux formes : la projection des individus sur les plans principaux et l'étude des corrélations entre les variables initiales et les axes principaux. L'étude des corrélations se fait par l'intermédiaire du cercle des corrélations qui représente sur un plan les corrélations entre les variables initiales et deux axes principaux. Le seuil de significacité définit pour l'étude des corrélations entre variables reste valable pour l'interprétation des résultats.

Certaines variables peuvent être traitées différemment des autres. On parle de variables supplémentaires ou illustratives. Ces dernières ont la particularité de ne pas intervenir dans l'élaboration des axes principaux mais d'être projetées dans le plan des corrélations. Une corrélation très importante d'une

variable supplémentaire avec un des axes principaux est particulièrement significative et permet de préciser l'interprétation.

Analyse factorielle discriminante :

L'objectif de cette analyse est de rechercher des axes discriminants, élaborés par combinaison linéaire des variables initiales et permettant une discrimination optimale du nuage de point en un nombre donné de groupes. Le calcul des axes est possible à partir d'individus de la base de données dont on connaît le groupe d'appartenance. Traditionnellement, si "k" est le nombre de groupes à discriminer, il est possible de calculer "k-1" axes discriminants. Leur élaboration consiste à maximiser l'inertie de la projection des centres de gravité de chaque groupe tout en minimisant celle de la projection des individus d'un même groupe par rapport à leur centre de gravité. Au même titre que l'analyse en composantes principales, cette analyse prend en compte simultanément toutes les données. On distingue deux étapes qui sont l'élaboration des axes discriminants à partir d'individus dont on connaît le groupe d'appartenance et le test de ces axes à l'aide d'individus supplémentaires dont on connaît le groupe d'appartenance et qu'on compare avec le groupe prévu par la méthode.

Les résultats sont visualisés sous plusieurs formes : projection des individus sur les plans définis par les axes discriminants, poids relatif des variables initiales dans la définition des axes discriminants et tableau de résultat de l'opération de reclassement des individus. La projection des individus permet une interprétation graphique du résultat. Le poids relatif des variables initiales permet d'interpréter les axes discriminants calculés. Le tableau de reclassement permet de tester l'efficacité des axes discriminants.

Par ailleurs, il est possible d'évaluer le gain d'efficacité obtenu grâce aux axes discriminants calculés par rapport aux variables initiales. Pour ce faire, nous avons utilisé une statistique du χ^2 qui permet de tester l'hypothèse que l'axe discriminant ou la variable initiale n'ont aucun pouvoir discriminant. Plus le χ^2 est élevé et plus cette probabilité est faible.

Analyse par segmentation :

L'objectif de cette analyse est de construire une méthode de discrimination des individus prenant la forme d'un arbre de décision binaire. Elle présente l'avantage de proposer des règles d'affectations très lisibles, l'interprétation des résultats étant directe et intuitive. La variable à expliquer est nominale et répartit les individus en "k" classes. La construction de l'arbre se fait par fractionnement successif de la base de données en attribuant une valeur seuil à une des variables. Ce processus est optimisé afin d'augmenter la "pureté" des deux sous-bases ainsi constituées. On retient donc pour chaque nœud de l'arbre, la variable produisant la meilleure division. L'opération est répétée sur chacune des sous-bases de données jusqu'aux segments terminaux. L'arbre qui en résulte peut être très volumineux et la visualisation des résultats nécessite de ne conserver que les branches pertinentes.
On distingue deux étapes qui sont l'élaboration de l'arbre optimal à partir d'individus dont on connaît le groupe d'appartenance et le test de la méthode à l'aide d'individus supplémentaires dont on connaît le groupe d'appartenance et qu'on compare avec le groupe prévu par l'arbre de décision.

ANNEXE 5 : Développement des calculs réalisés pour la caractérisation de la rigidité horizontale d'une structure et l'étude de son comportement en zone de courbure.

Etude du comportement en zone de courbure concave (figure X) :

$$dF_1 = KR^2 \cos[\theta]\,(1-\cos[\theta])\,d\theta$$

$$dW_1 = \frac{KR^3}{2}\cos[\theta]\,(1-\cos[\theta])^2\,d\theta$$

$$\text{Avec } -\theta o < \theta < \theta o \text{ et } \theta o = \frac{L}{2R}$$

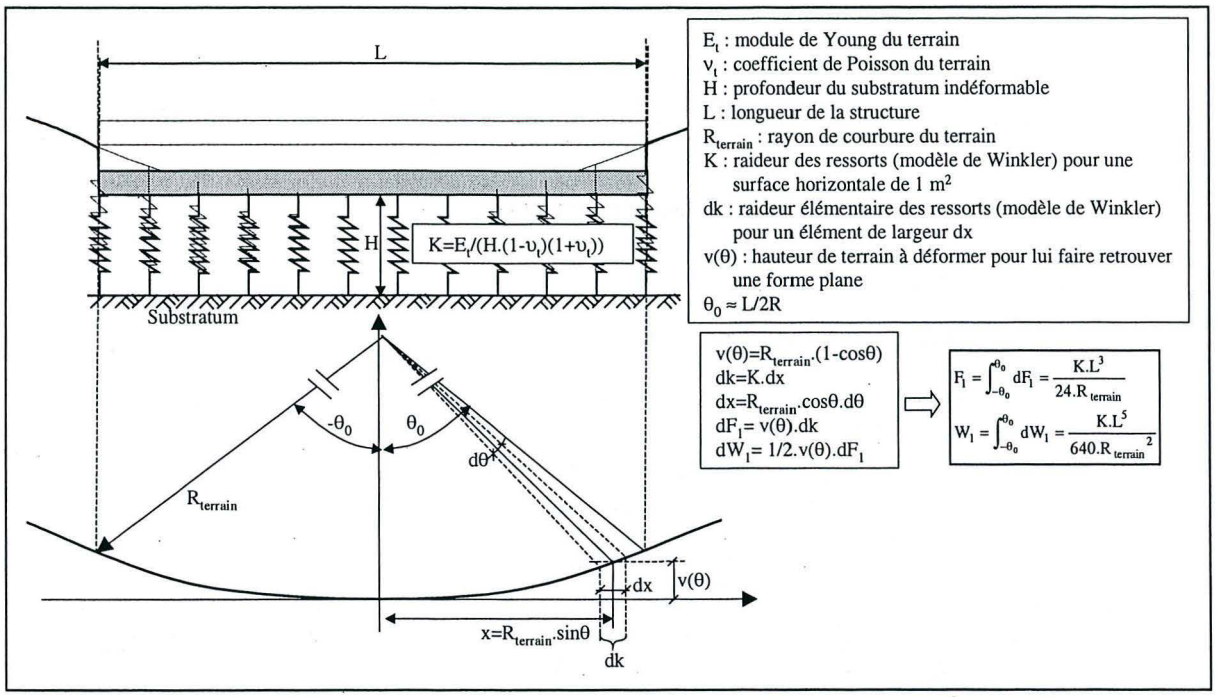


figure X : Comportement du terrain en zone de courbure concave

Calcul du travail de déformation du terrain

$$W_1 = \int_{-\theta o}^{\theta o} \frac{KR^3}{2}\cos[\theta]\,(1-\cos[\theta])^2\,d\theta$$

$$W_1 = \left(\frac{1}{2}KR^3\,\frac{(1-\cos[\theta])^2}{\sin\left[\frac{\theta}{2}\right]^4}\left(-\frac{\theta}{4}+\frac{7\sin[\theta]}{16}-\frac{1}{8}\sin[2\theta]+\frac{1}{48}\sin[3\theta]\right)\right)_{-\theta o}^{\theta o}$$

un développement limité d'ordre 6 permet d'obtenir

$$W_1 = \left(\frac{1}{2}KR^3\,\frac{\frac{\theta^4}{4}+o(\theta^5)}{\frac{\theta^4}{16}+o(\theta^5)}\left(\frac{3\theta^5}{240}+o(\theta^6)\right)\right)_{-\theta o}^{\theta o}$$

$$W_1 = \left(\frac{KR^3\theta^5}{40}+o(\theta^6)\right)_{-\theta o}^{\theta o}$$

$$W_1 = \frac{KL^5}{640\,R^2}$$

Calcul de l'effort de déformation du terrain

$$F_1 = \int_{-\theta o}^{\theta o} KR^2 \, Cos[\theta] \, (1 - Cos[\theta]) \, d\theta$$

$$F_1 = \left(KR^2 \frac{1 - Cos[\theta]}{Sin\left[\frac{\theta}{2}\right]^2} \left(-\frac{\theta}{4} + \frac{Sin[\theta]}{2} - \frac{1}{8} Sin[2\theta] \right) \right)_{-\theta o}^{\theta o}$$

un développement limité d'ordre 4 permet d'obtenir

$$F_1 = \left(KR^2 \frac{\frac{\theta^2}{2} + o(\theta^3)}{\frac{\theta^2}{4} + o(\theta^3)} \left(\frac{\theta^3}{12} + o(\theta^4) \right) \right)_{-\theta o}^{\theta o}$$

$$F_1 = \left(\frac{KR^2 \theta^3}{6} + o(\theta^3) \right)_{-\theta o}^{\theta o}$$

$$F_1 = \frac{KL^3}{24\,R}$$

Etude du comportement en zone de courbure convexe (figure XI) :

$$dF_1 = KR^2 \, Cos[\theta] \, (Cos[\theta] - Cos[\theta o]) \, d\theta$$

$$dW_1 = \frac{KR^3}{2} \, Cos[\theta] \, (Cos[\theta] - Cos[\theta o])^2 \, d\theta$$

$$\text{Avec } -\theta o < \theta < \theta o \text{ et } \theta o = \frac{L}{2R}$$

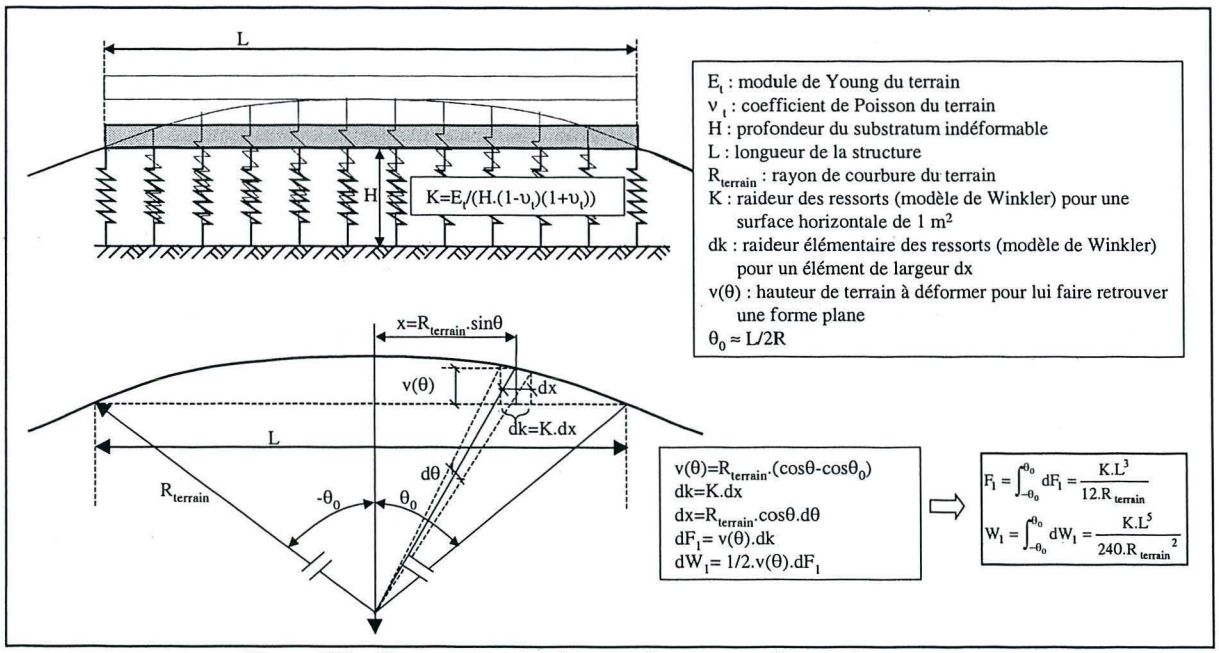


figure XI : Comportement du terrain en zone de courbure convexe.

Calcul de l'effort de déformation du terrain

$$F_1 = \int_{-\theta o}^{\theta o} KR^2 \, \mathrm{Cos}[\theta] \, (\mathrm{Cos}[\theta] - \mathrm{Cos}[\theta o]) \, d\theta$$

$$F_1 = \left(KR^2 \left(\frac{\theta}{2} - \mathrm{Cos}[\theta o] \, \mathrm{Sin}[\theta] + \frac{1}{4} \mathrm{Sin}[2\theta] \right) \right)_{-\theta o}^{\theta o}$$

$$F_1 = KR^2 \left(\theta o - \frac{1}{2} \mathrm{Sin}[2\, \theta o] \right)$$

un développement limité d'ordre 4 permet d'obtenir

$$F_1 = KR^2 \left(-\frac{2\, \theta o^3}{3} + o\,(\theta o^3) \right)$$

$$F_1 = \frac{KL^3}{12\, R}$$

Calcul du travail de déformation du terrain

$$W_1 = \int_{-\theta o}^{\theta o} \frac{KR^3}{2} \mathrm{Cos}[\theta] \, (\mathrm{Cos}[\theta] - \mathrm{Cos}[\theta o])^2 \, d\theta$$

$$W_1 = \left(\frac{1}{2} KR^3 \left(-\theta \, \mathrm{Cos}[\theta o] + \frac{1}{4} \, (5 + 2\, \mathrm{Cos}[2\, \theta o]) \, \mathrm{Sin}[\theta] + \frac{1}{12} \mathrm{Sin}[3\, \theta] - \frac{1}{2} \mathrm{Cos}[\theta o] \, \mathrm{Sin}[2\, \theta] \right) \right)_{-\theta o}^{\theta o}$$

$$W_1 = KR^3 \left(-\theta o \, \mathrm{Cos}[\theta o] + \frac{1}{4} \, (5 + 2\, \mathrm{Cos}[2\, \theta o]) \, \mathrm{Sin}[\theta o] + \frac{1}{12} \mathrm{Sin}[3\, \theta o] - \frac{1}{2} \mathrm{Cos}[\theta o] \, \mathrm{Sin}[2\, \theta o] \right)$$

un développement limité d'ordre 6 permet d'obtenir

$$W_1 = KR^3 \left(\left(-\theta o + \frac{\theta o^3}{2} - \frac{\theta o^5}{24} + o\,(\theta o^6) \right) + \left(\frac{7}{4} - \theta o^2 + \frac{\theta o^4}{3} + o\,(\theta o^5) \right) \left(\theta o - \frac{\theta o^3}{6} + \frac{\theta o^5}{120} + o\,(\theta o^6) \right) + \left(\frac{\theta o}{4} - \frac{3\, \theta o^3}{8} + \frac{9\, \theta o^5}{160} + o\,(\theta o^6) \right) - \left(1 - \frac{\theta o^2}{2} + \frac{\theta o^4}{24} + o\,(\theta o^5) \right) \left(\theta o - \frac{2\, \theta o^3}{3} + \frac{2\, \theta o^5}{15} + o\,(\theta o^6) \right) \right)$$

$$W_1 = \frac{2\, KR^3 \, (\theta o^5 + o\,(\theta o^6))}{15}$$

$$W_1 = \frac{KR^3 \, L^5}{240}$$

ANNEXE 6 : Définition des propriétés anisotropes d'un matériau

Afin de pouvoir commenter au mieux les résultats obtenus en élastoplasticité anisotrope sous chargement complexe, nous rappelons quelques résultats théoriques et nous présentons quelques calculs élémentaires.

- **Définition des propriétés anisotropes :**

Considérons un matériau isotrope transverse tel que les plans isotropes soient horizontaux (directions 1 et 3). La direction 2 correspond donc à l'axe d'anisotropie (vertical dans notre étude). Les propriétés mécaniques sont alors définies par cinq coefficients indépendants (figure XII) : Deux modules de Young E_1 et E_2 , deux coefficients de Poisson ν_{21} et ν_{13} et un module de cisaillement G_{12}.
ν_{21} ou ν_{23} correspondent au coefficient de dilatation latérale dans le plan isotrope (directions 1 et 3) pour un effort de compression dans la direction perpendiculaire (direction 2).
ν_{13} ou ν_{31} correspondent au coefficient de dilatation latérale dans le plan isotrope directions 1 et 3) pour un effort de compression dans ce même plan.

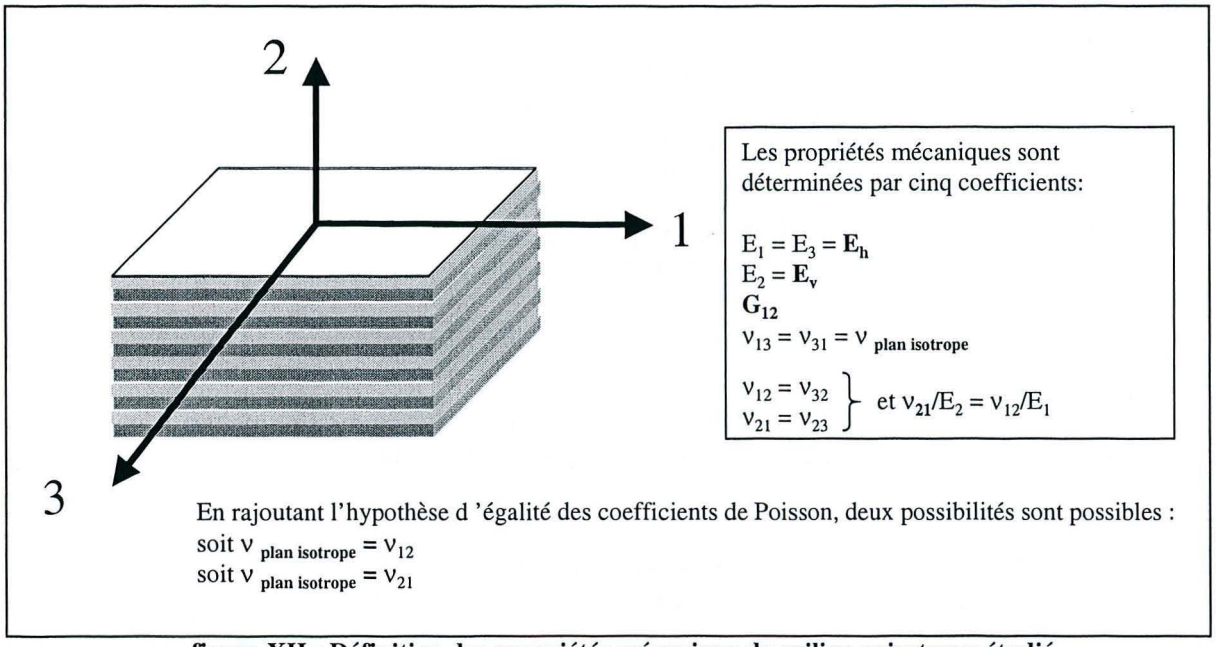


figure XII : Définition des propriétés mécanique du milieu anisotrope étudié.

Nous rappelons la loi de comportement élastique isotrope transverse :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} \\ \varepsilon_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_1 & -\nu_{21}/E_2 & -\nu_{31}/E_1 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{12}/E_1 & 1/E_2 & -\nu_{32}/E_1 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{13}/E_1 & -\nu_{23}/E_2 & 1/E_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/2G_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1+\nu_{13})/E_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2G_{12} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{31} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix}$$

Par ailleurs certaines relations existent entre les coefficients de Poisson :

$\nu_{12}/E_1 = \nu_{21}/E_2$ et $\nu_{32}/E_1 = \nu_{23}/E_2$

Dans le cadre d'une étude en déformations planes, on a $\varepsilon_{33} = \varepsilon_{23} = \varepsilon_{31} = 0$

D'où la loi de comportement simplifiée :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (1-\nu_{13}^2)/E_1 & -(\nu_{21}+\nu_{21}\nu_{13})/E_2 & 0 \\ -(\nu_{21}+\nu_{21}\nu_{13})/E_2 & (E_2 - E_1\nu_{21}^2)/E_2^2 & 0 \\ 0 & 0 & 1/G_{12} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix}$$

Sous l'hypothèse supplémentaire d'égalité des coefficients de Poisson et en adoptant les notations suivantes :

$E_1 = E_h, \varepsilon_{11} = \varepsilon_h$ et $\sigma_{11} = \sigma_h$ (comportement horizontal)

$E_2 = E_v, \varepsilon_{22} = \varepsilon_v$ et $\sigma_{22} = \sigma_v$ (comportement vertical)

$\nu_{21} = \nu_{13} = \nu$

On obtient, si $\nu_{21} = \nu_{13} = \nu$:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_h \\ \varepsilon_v \\ \varepsilon_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (1-\nu^2)/E_h & -\nu(1+\nu)/E_v & 0 \\ -\nu(1+\nu)/E_v & (E_v - E_h\nu^2)/E_v^2 & 0 \\ 0 & 0 & 1/G_{12} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_h \\ \sigma_v \\ \sigma_{12} \end{bmatrix}$$

On obtient, si $\nu_{12} = \nu_{13} = \nu$:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_h \\ \varepsilon_v \\ \varepsilon_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (1-\nu^2)/E_h & -\nu(1+\nu)/E_h & 0 \\ -\nu(1+\nu)/E_h & (E_h - E_v\nu^2)/(E_v.E_h) & 0 \\ 0 & 0 & 1/G_{12} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_h \\ \sigma_v \\ \sigma_{12} \end{bmatrix}$$

Quelques soient les coefficients de Poisson $\nu_{\text{plan isotrope}}$ et ν_{12} ou $\nu_{\text{plan isotrope}}$ et ν_{21} égaux à 0,25, nous vérifions l'inégalité thermodynamique suivante :

$$\nu_{21} < \sqrt{\frac{1}{2}(1-\nu_{13})\frac{E_v}{E_h}}$$

Le module de cisaillement G_{12} est théoriquement indépendant des autres paramètres. Il peut malgré tout être estimé selon des formules empiriques (Niandou, 1994). Par exemple :

$$1/G_{12} = 1/E_h + 1/E_v + 2*\nu_{21}/E_v$$

Compte tenu des valeurs choisies pour les modules de Young E_v et E_h (30 MPa et/ou 100 MPa), et pour les coefficients de poisson, le module de cisaillement est compris entre 16 et 21 MPa. Nous avons donc choisi de prendre 20 MPa.

- **Calculs élémentaires :**

Nous avons calculé les rapports entre contraintes horizontales et verticales dans diverses situations oedométriques (déformations latérales nulles). Ces rapports permettent d'appréhender intuitivement les conséquences du chargement du modèle par son poids propre ou par une déformation horizontale.

En considérant $\nu = \nu_{21} = \nu_{planisotrope}$

1^{er} cas : si $\varepsilon_v = 0$ alors $\sigma_v = \dfrac{\nu(1+\nu)E_v}{E_v - E_h\nu^2}\sigma_h$

2^{eme} cas : si $\varepsilon_h = 0$ alors $\sigma_h = \dfrac{E_h.\nu}{E_v(1-\nu)}\sigma_v$

En considérant $\nu = \nu_{12} = \nu_{planisotrope}$

1^{er} cas : si $\varepsilon_v = 0$ alors $\sigma_v = \dfrac{\nu(1+\nu)E_v}{E_h - E_v\nu^2}\sigma_h$

2^{eme} cas : si $\varepsilon_h = 0$ alors $\sigma_h = \dfrac{\nu}{(1-\nu)}\sigma_v$

ANNEXE 7 : Homogénéisation d'un milieu fracturé

Cette annexe présente les méthodes d'homogénéisation d'un milieu fracturé qui ont été utilisées pour pouvoir comparer des calculs en milieu continu (réalisés avec CESAR) et des calculs en milieu discontinu (réalisés avec UDEC).

Nous présentons d'abord des formules proposées par Duncan et Goodman (1968), synthétisées dans la thèse de Salari Rad (1998). On note "E" et "υ" les caractéristiques de la roche intacte. Dans le cas où les joints sont orthogonaux avec une famille continue (dans la direction 1) et l'autre discontinue (dans la direction 2), on peut définir un milieu équivalent isotrope transverse caractérisé par cinq coefficients indépendants "E_1, E_2, υ_1 ,υ_2 et G_{12}" (figure XIII). E_i caractérisant la déformation dans la direction "i" sous l'action d'une contrainte dans cette même direction ; υ_i caractérisant la déformation dans la direction "j" sous l'action d'une contrainte exercée dans la direction "i". G_{12} caractérisant la variation d'angle entre les directions 1 et 2 sous l'action d'une contrainte de cisaillement s'exerçant dans le plan défini par ces deux directions.

Les formules d'homogénéisation sont les suivantes :

$$E_1 = \frac{E}{1+\frac{B_{n1}.E}{S_1.K_{n1}}} \; ; \; \nu_1 = \frac{E}{1+\frac{B_{n1}.E}{S_1.K_{n1}}}$$

$$E_2 = \frac{E}{1+\frac{E}{S_2.K_{n2}}} \; ; \; \nu_2 = \frac{E}{1+\frac{E}{S_2.K_{n2}}}$$

$$\frac{1}{G_{12}} = \frac{1}{G} + \frac{B_{t1}}{S_1.K_{s1}} + \frac{1}{S_2.K_{s2}}$$

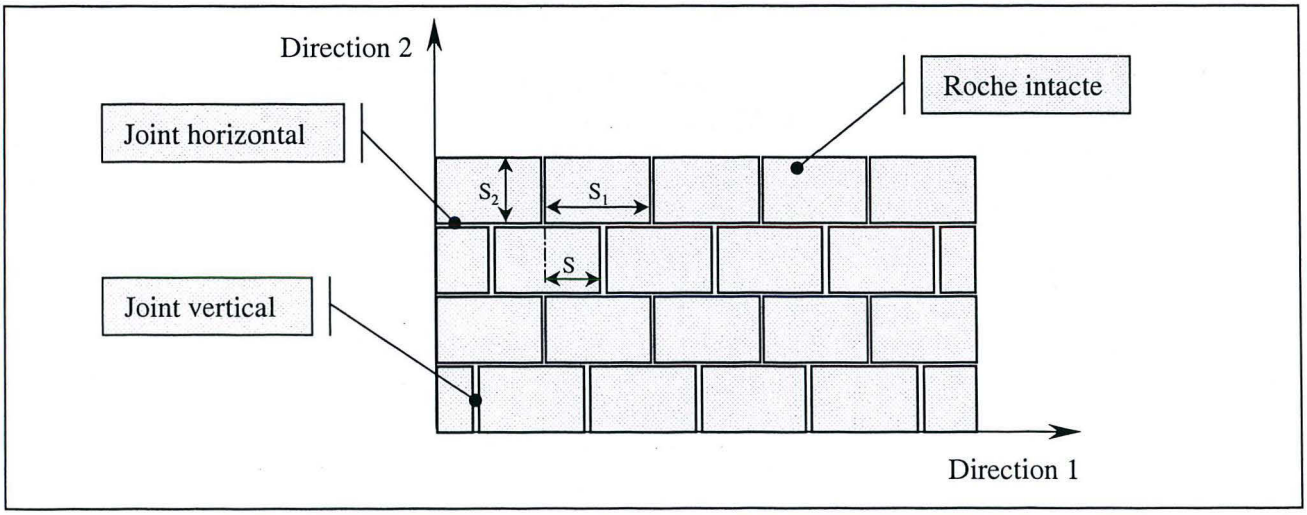


figure XIII : Présentation du milieu fracturé.

Avec $B_{t1} = \left[1+\frac{K_{n2}.S}{K_{s1}.S_2}\left(1-\frac{S}{S_1}\right)\right]^{-1}$ et $B_{n1} = \left[1+\frac{K_{s2}.S}{K_{n1}.S_2}\left(1-\frac{S}{S_1}\right)\right]^{-1}$,

et où K_{ni} est la raideur normale à un joint dans la direction "i" et K_{si} est la raideur tangentielle à un joint de normal "i".

Compte tenu des valeurs de la géométrie du modèle utilisé avec UDEC (figure 131), on peut considérer que les joints sont orthogonaux, les blocs ayant les dimensions moyennes suivantes S_1 = 10 m, S_2 = 8 m, $S = S_1/2$. Le calcul avec UDEC faisait intervenir des raideurs variables, il faut donc faire intervenir, selon les auteurs, les valeurs moyennes dans les formules d'homogénéisation. Il se trouve que ces dernières sont

totalement inaccessibles. Plutôt que d'en estimer une valeur de manière arbitraire, on a préféré utiliser la valeur maximale à savoir 250 $MN.m^{-1}$ pour les raideurs normales dans les deux directions et 25 $MN.m^{-1}$ pour les raideurs tangentielles dans les deux directions également. Les calculs d'homogénéisation aboutissent aux valeurs présentées dans le tableau IX.

tableau IX : Résultat des calculs d'homogénéisation.

	Roche intacte		Milieu isotrope transverse équivalent à la roche fracturée				
	E (MPa)	υ	E_1 (MPa)	E_2 (MPa)	υ_1	υ_2	G_{12} (MPa)
Couche superficielle (0 à 16 m de profondeur)	1500	0,3	864	937	0,17	0,18	135
Couche profonde (16 m à 50 m de profondeur)	15000	0,3	1796	2143	0,036	0,043	171

On constate que pour les deux couches du terrain, les modules de Young dans les deux directions sont très voisins, tout comme les coefficients de Poisson. On s'est alors demandé si on pouvait considérer le milieu homogénéisé isotrope transverse comme un milieu isotrope. Pour ce faire, on calcule le module de cisaillement isotrope à partir de "E" et "υ". Pour la couche superficielle, avec un module de Young moyen de 900 MPa et un coefficient de Poisson moyen de 0,17 MPa, on calcule $G_{isotrope}$ par la formule suivante : $G_{iso} = \frac{E}{2.(1+\upsilon)}$, ce qui aboutit à G_{iso} = 384 MPa. Il y a donc un écart très important entre les modules de cisaillement "G_{12}" et "G_{iso}".

Différents auteurs (Niandou, 1994) ont travaillé sur les relations entre les cinq coefficients "indépendants" du comportement isotrope transverse. Des considérations thermodynamiques entraînent l'existence de bornes vis-à-vis de ces coefficients. Par ailleurs, des travaux ont été faits en vue de trouver d'éventuelles relations entre ces derniers. En particulier, il existe des relations empiriques permettant de calculer le module de cisaillement G_{12} en fonction des quatre autres coefficients. On citera celle proposée en 1863 par Saint Venant : $\frac{1}{G_{12}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} + 2\frac{\upsilon_1}{E_1}$

On remarque alors que dans le cas où $E_1 = E_2$, G_{12} est égal à G_{iso}.

Deux choix sont donc possibles pour le module de cisaillement G_{12}. On a donc réalisé deux calculs, appelé "calcul isotrope" lorsque le matériau du modèle est considéré isotrope (G_{iso} = 384 MPa) et "calcul isotrope transverse" lorsque le matériau est considéré isotrope transverse (G_{12} = 135 MPa).

Bibliographie

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.*

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

ALI S. S. et PAGE W. (1988).- Finite element model for masonry subjected to concentrated loads. *Journal of stuctural engineering*, Vol. 114, N°8, août 1988, pp. 1761-1784

AMADEI B. (1996).- Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stresses in rock. *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 33, No. 3, pp. 293-325.

ARCAMONE J. (1980).- Méthodologie d'étude des affaissements miniers en exploitation totale et partielle. *Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine.*

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..

BAEL 91 (1991).- Régles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Eyrolles.

BARRACO (1997).- Mécanique des structures. Comportement linéaire. *Cours de l'Ecole Nationale Supérieure des Arts et Métiers.*

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

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

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

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

BHATTACHARYA S. et SINGH M.M. (1984).-Proposed criteria for subsidence damage to buildings. *Rock mechanics in productivity and protection, 25st Symposiumon rock mechanics*, pp.747-755.

BOSCARDIN M.D., 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*, chapitre 47, pp. 1022-1046.

BURLAND J. B. (1997).- Assessement of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. *Earthquake geotechnical engineering*, éditions Ishihara, Balkema , pp. 1189-1201.

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.

CASSAN M., GUENDON J.P. et LOCCI J.M. (1991).- Méthode numérique pour l'étude de l'interaction sol-radier. *Deformation of soils and displacements of structures*, edited by associazione geotecnica italiana, Vol. 2, pp.363-366.

COLE K. (1993).- Building over abandoned shallow mines. Paper 1 : Considerations of risk and reliability. *Ground Engineering*, Vol. 26, n°1, pp. 35-37.

CORTE J.-F. (1997).- Réciprocité des modèles physiques et des modèles numériques appliqués en ingénierie géotechnique. *Proc. of the 14th int. conf. on soil mechanics and foundation en*gineering (Hambourg 1997), Vol. 4, pp. 2203-2205.

COX D. W. (1980).- Modeling stochastic behaviour using the friction table with examples of cracked brickwork and subsidence. *Proc. of the 2nd international conference on ground movements and structures*, Cardiff (Avril 1980), Edité par GEDDES J. D., Pentech press, pp. 307-328.

COSTET J. et SANGLERAT G. (1981).- Cours pratique de mécanique des sols. Dunod.

CUI X. et al. (2000).- Improved prediction of differential subsidence caused by underground mining. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 37, pp. 615-627.

DAVIDOVICI (1985).- Génie parasismique. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, pp. 613-620.

DAVIES B. L. (1980).- The design of rigid frame steel structures. *Proc. of the 2nd international conference on ground movements and structures*, Cardiff (Avril 1980), édité par GEDDES J. D., Pentech press, pp. 241-250.

DIMOVA V.I. (1994).- Some incorrect problems in ground movement theory. *Impact of mining on the environment*, pp. 81-87.

DREUX A. (2000).- La pratique des indemnités de pente aux HBL. *Document interne du service juridique du HBL.*

DROUARD J. et TEMPLIER A. (1968).- Affaissements de surface ; déformations des terrains. *Centre d'étude de mécanique des roches, Ecole Nationale des Mines de Paris*, Septembre 1968. "

DUTTA D., PENG S.S. et LUO Y. (1993).- Modeling of concrete masonry wall subjected to longwall subsidence. *First canadian symp. On numerical modelling applications in mining and geomechanics* (Montreal), 150-160.

DZEGNIUK B. et HEJMANOWSKI R. (2000).- Evaluation of the damage hazard to building objects on the mining areas considering the deformation course in time. *International congress of the international society for mine surveying*, septembre 2000, Cracovie, Pologne

ELLIS E. A. et SPRINGMAN S. M. (2001).- Modelling of soil-structure interaction for a piled bridge abutment in plane strain FEM analyses. *Computers and geotechnics*, Vol. 28, pp. 79-98.

ESAKI T., DOHZONO S., KIMURA T., KAMEDA N. (1991).- Environmental System for Subsidence Engineering. *Proceedings of the Fourth International Symposium on Land Subsidence*, May 1991, IAHS publication n°200, pp. 163-172.

FADEEV A.B. et BAITASOV T.M. (1990).- Additional bending of surface structures due to horizontal straining of the soil base. *9th Danube European Conf. on soil mechanics and foundation engineering* (Octobre 1990, Budapest), pp. 319-324.

FEDOROWICZ L. et FEDOROWICZ J. (1992). - Wall structures affected by the static effects of mining operations. *Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures*. Pentech press (Londres), pp. 370-382.

FORRESTER D.J. et WHITTAKER B.N. (1976).-Effects of mining subsidence on colliery spoil heaps-I. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 13, pp.113-120.

FRANK R. (1991).- Quelques développements récents sur le comportement des fondations superficielles. *Deformation of soils and displacements of structures*, edited by associazione geotecnica italiana, Vol. 2, pp.1003-1030.

GAMBAROTTA L. et LAGOMARSINO S. (1994).- Modeling unreinforced masonry walls. *Proc. italian workshop guidelines for seismic evaluation reabilitation reinforced masonry buildings*, pp. 4-17 à 4-29.

GANG REN (1988).- Mining subsidence prediction in relation to the stability of surface structures. *Thèse soutenue à l'université de Nottingham.*

GARDNER F.P. et HIBBERD G. (1961).- Subsidence, the transference of ground movement to surface structures. *Meeting of the institute of scotland, paper 3887*, Heriot-Watt college, Edinburgh, pp.19-36.

GARNICA P., BOUTRIF A. et BOULON M. (1990).- Comportement d'interface sol-structure, expérience et modélisation. *Rapport scientifique GRECO geomatériaux*, pp. 233-239.

GEDDES J. D. (1977).- Construction in areas of large ground movement. *Conf. large ground movements and structures* (Cardiff), pp.949-974.

GEDDES J. D. (1977).- The effect of horizontal ground movements on structures. *Conf. large ground movements and structures* (Cardiff), pp.623-646.

GEDDES J. D. (1980).- Subgrade restraint and shearing force effects due to moving ground. *Proc. of the 2nd international conference on ground movements and structures*, Cardiff (Avril 1980), Edité par GEDDES J. D., Pentech press, pp. 2288-306.

GEDDES J. D. et KENNEDY D. (1984).- Structural implications 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.

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. et KENNEDY D. (1992).- Mining ground movements and tied portal frames. *Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures*. Pentech press (Londres), pp. 396-410.

GEODERIS (2000).- Cartographie des zones influencées par l'exploitation minière dans le bassin ferrifère Briey - Longwy - Thionville. *Cédérom édité par la DRIRE de Lorraine.*

GERRARD C. M. (1982).- Equivalent elastic moduli of a rock mass consisting of orthorhombic layers. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 19, pp.9-14.

GRABOWSKI Z. et LITWINOWICZ L. (1991).- On soil strength changes on a mine subsiding thorough. *Deformation of soils and displacements of structures*, edited by associazione geotecnica italiana, Vol. 2, pp. 809-810.

GRASSHOFF H. (1957).- Influence of flexural rigidity of superstructure on the distribution of contact pressure and bending moments of an elastic combined footing. *4th Int. Conf. on soil mechanics and foundation engineering*, London, pp. 300-306.

GRAY R. E. et BRUHN R. W. (1984).- Coal mine subsidence - eastern United States. *Man-induced land subsidence*, geological society of america, reviews in engineering geology, Vol. 6, pp. 123-149.

HABY R. (1970).- Déformations de la surface du sol sous l'influence des cavités souterraines. Mémoire n°37, *publication de l'institut de géographie de Nancy n°4.*

HAND J. C. et ROY R..- Rapports d'expertise consécutifs aux affaissements miniers de Auboué. Consultables au tribunal de grande instance de Nancy.

HAND J. C., ROUSSELOT et ROY R..- Rapports d'expertise consécutifs aux affaissements miniers de Moutiers. Consultables au tribunal de grande instance de Nancy.

HARVEY E. (après 1994).- Tolerable deformation. *Foundations and embankments deformations*, pp. 1611-1628.

HENRY F.D.C. (1986).- The design and construction of engineering foundations. Edité par Henry, Chapmann and Hall.

HOLLA L. (1992).- Ground movement due to the mining of thick coal seams at shallow depths and its effect on surface strtuctures. *Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures*. Pentech press (Londres), pp. 193-208.

HOSNI A. (2000).- Mise au point d'un critère discriminant entre un effondrement brutal et progressif dans le bassin ferrifère lorrain. *Rapport INERIS* DRS-00-23724/RN01.

ICE (INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS) (1977).- Ground subsidence. ISBN 0727700464 (Londres).

JASSIONNESSE C. et MATHIEU P. (1991).-Definition des paramètres d'une loi de comportement pour un element d'interface. *Rapport scientifique GRECO geomatériaux*, pp. 309-313.

JI-XIAN C. (1985).- The effects of mining on buildings and structural precautions adopted. 3e Int. *Conf. Large ground movements and structures* (Cardiff), pp.404-419.

JI-XIAN C. (1992).- Study of deformation resistant structural systems for buildings in coal mining areas. *Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures*. Pentech press (Londres), pp. 356-369.

KARMIS M., TRIPLETT T. et SCHILIZZI P. (1984).- Recent developments in subsidence prediction and control for the eastern U.S. coalfield. *25 th. Symp. on rock mechanics*, 713-913.

KAWULOK M. (1980).- The state of stress in a builiding constructed of large precast wall panels subjected to mining subsidence. *Proc. of the 2nd international conference on ground movements and structures*, Cardiff (Avril 1980), Edité par Geddes J. D., Pentech press, pp. 251-263.

KAWULOK M. (1992).- The protection of existing buildings subjected to large ground movements. *Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures*. Pentech press (Londres), pp. 344-355.

KEMPTON G. T. (1992).- The use of reinforcement geotextiles to support road embankments over areas subjected to mining subsidence. *Highways and tranportation*, pp. 21-31.

KHAIR A.W., QUINN M. K. et CHAFFINS R. D. (1988).- Effect of topography on ground movement due to longwall mining. *Mining Engineering* (août 1988), pp.820-822.

KING H. L., WHITTAKER B. N. et SHADBOLT C. H. (1974).- Effects of mining subsidence on surface structures. *Minerals and the environnement, Proc. of an Int. Symp.*, Edité par JONES J.J.

KLEPIKOV S. N. (1989).- Performance criteria, allowable deformations of buildings and damages. Rapport général, discussion de la session 28, *12eme congrés international de mécanique des sols et de travaux de fondation*, Rio de Janeiro, pp. 2735-2744, traduit du russe.

KLEPIKOV S. N., BORODATCHEVA F. N. et MATVEEV I. V. (1980).- Non-linear foundation behaviour in the analysis of frameless buildings under the action of foundation displacements. *Proc. of the 2nd international conference on ground movements and structures*, Cardiff (Avril 1980), Edité par GEDDES J. D., Pentech press, pp. 275-287.

KLEZHEV P. E., MULLER R. A. et SHAGALOV 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 (Avril 1980), Edité par Geddes J. D., Pentech press, pp. 264-274.

KRATZSCH H.(1983).- Mining Subsidence Engineering, Springer-Verlag.

KREBS R. D. (1997).- Foundations for housing on reclaimed mined lands.

KULHAWY F.H., WOOD W. A. et Mc GUIRE W. (1984).- Response of transmission line structure to differential foundation movement. Ground movement and their effects on structures, *Proc. Of the 3rd Int. Conf.*, Cardiff, édité par GEDDES J. D., Pentech Press, pp. 594-609.

KWIATEK J. (1998).- Protection des constructions sur les terrains miniers (traduction du polonais : "Ochrona obiektow budowlanych na terenach gorniczych"). Publication du G.I.G., Katowice, 1998."

LAMA R.D. et VUTUKURI V.S. (1978).- Handbook on mechanical properties of rocks. Trans tech publications.

LEBLAIS Y. et al. (1995). -Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain. *Tunnels et ouvrages souterrains*, N°132, pp.373-395.

LESAGE G. (1954).- Etude des fondations. *Annales des mines de Belgique*, Tome LIII, 4e livraison, pp. 514-527.

LITTLEJOHN G. S. (1974).- Observations of brick walls subjected to mining subsidence. *Conf. settlement of structures*, pp. 386-393

LITTLEJOHN G.S., MAY I.M., CHAPMAN B.C. (1993). An investigation into the behavaiour of structures subject to mining subsidence. *Final report on ECSC research project* 7220-AD/828, British coal.

LITTON E. et BUSTON J. M. (1968).- The effect of differential settlement on a large, rigid, steel-framed, multy-storey building. *The structural engineer* (novembre 1968), No. 11, Vol. 46, pp. 353-356.

LOPES F. R. et GUSMAO A. D. (1991).- On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. *Deformation of soils and displacements of structures, edited by associazione geotecnica italiana*, Vol. 2, pp. 475-478.

MACONOCHIE D.L., WARDLE L. et vWRIGHT G. (1992).- Mining subsidence of an urban area in Ipswich, Queensland. *11th Int. Conf. on ground control in mining, University of Wollongong*, 452-461.

MAHAR J.W., MARINO G.G. (1982). Building Response and Mitigation Measures for Building Damages in Illinois. *Proc. Workshop on Surface Subsidence due to underground Mining, Morgantown*, 30/11/1981 au 2/12/1981, pp.238-252.

MAIR R. J. et TAYLOR R. N. (1997).- Bored tunneling in the urban environment. *Proc. of the int. conf. on soil mechanics and foundations engineering*, Netherlands, Vol. 4, pp. 2352-2385.

MAJID K. I., CUNNELL M. D. (1976).- A theoritical and experimental investigation into soil-structure interaction. *Géotechnique*, Vol. 26, No 2, pp. 331-350.

MARINO G.G., GAMBLE W. (1986).-Mine subsidence damage from room and pillar mining in Illinois. *International Journal of Mining and Geological Engineering*, No. 4, pp. 129-150.

MERWE Van der J. N. (1992).- The prediction of subsidence in the secunda and sasolburg areas. *COMA, Symposium on Construction over mined areas*, Afrique du Sud, pp. 81-86.

MERWE Van der J. N. (1986).- Analysis of surface subsidence over a longwall panel at 50m below surface. *SANGORM symposium : The effect of underground mining on surface*, Octobre 1986, 145-150.

MESTAT (1993).- Loi de comportement des géomatériaux et modélisations par la méthode des éléments finis. *Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées*, série géotechnique GT 52.

MILOVIC D. (1992).- Stresses and displacements for shallows foundations. *Development in geotechnical engineering 70*, Elsevier.

MONTFORT M. (1963).- La stabilité des constructions sur les terrains miniers. *Le Moniteur*, Vol. 39 (septembre1963), pp. 50-53.

MOULIN J. ().- Constructions à ossature en béton armé et remplissages en maçonnerie. *Génie parasismique, presse de l'école nationale des ponts et chaussées*, édité par DAVIDOVICI, pp. 613-620.

MROUEH H. (1998).- Tunnels en site urbain : modélisation numérique et interaction creusement-ouvrages existants. *Thèse de doctorat présentée à l'université des sciences et technologies de Lille.*

NASRI V. et MAGNAN J.-P. (1999).- Analyse de l'interaction sol-structure en tenant compte de la consolidation du sol. *Etudes et recherches des laboratoires ds ponts et chaussées*, série géotechnique.

NATIONAL BUILDING STUDIES (1951).- Mining subsidence, effects on small houses. *Special report n°12* (Ministry of works).

NATIONAL COAL BOARD (1975).- Subsidence engineer's handbook.

NAWAR G. (198).-Quality Assurance for Buildings in Ground Movement Areas. *IABSE, Symp. safety and quality assurance of civil engineering structures* (Tokyo), pp. 197-205.

NEUHAUS E. H. (1965).- A.B.C. de la construction des maisons d'habitation en zones d'affaissements miniers. Editions Eyrolles, traduit par SOOTS.

NIANDOU H. (1994).- Etude du comportement rhéologique et modélisation de l'argilite de tournemire. Applications à la stabilité d'ouvrages souterrains. *Thèse de doctorat, Université des sciences et technologies de Lille*, pp. 65.

NIEMIC (2001).- Annulation des conséquences des déformations de la surface consécutives à une exploitation souterraine (traduit du polonais : "Usuwanie skutkow deformacji terenu powstalych w wyniku prowadzenia eksploatacji podzienmnej"). Konferencja naukowo techniczna.

NIEMIC (1999).- Documentation : projet et calcul du coût pour le redressement vertical d'une maison individuelle (traduit du polonais : "Projektowo-kosztorysowa pionowej rektyfikacji budynku mieszkalnego"). Rapport privé.

ORCHARD R. J. et ALLEN W. S. (1965).- Ground curvature due to coal mining. *Chartered Surveyor*, Vol. 97, pp. 622-631.

O'ROURKE T.D., CORDING E.J. et BOSCARDIN M. (1976).- The ground movements related to braced excavation and their influence on adjacent buildings. *U. S. Department of commerce*, DOT-TST 76T-23.

O'ROURKE T.D., CORDING E.J. et BOSCARDIN M. (1977).- Damage to brick-bearing structures caused by adjacent braced cuts and tunnels. *Conf. large ground movements and structures* (Cardiff), pp. 647-671.

OTTO J. B. (1986).- The effect of total extraction coal mining on transmission towers. *SANGORM symposium : The effect of underground mining on surface*, Octobre 1986, 59-72.

PAGE A. W. (1978).- Finite element model for masonery. *Journal of the structural division*, août 1978, Vol. ST8, 1267-1285.

PANDE G. N., LIANG J. X. et MIDDLETON J. (1989).- Equivalent elastic moduli for brick masonry. *Computers and geotechnics*, Vol. 8, pp. 243-265.

PELLISIER J. P. et WILLIAMS A. A. B. (1992).- The cellular raft foundation for buildings over mined areas. *COMA, Symposium on construction over mined areas*, Pretoria, South Africa, Mai 1992, pp.125-130.

PELLISIER J. P., WILLIAMS A. A. B. et LUNT B.G. (1992).- Predicting and assessing undermining-induced distress in typical south african buildings. *COMA, Symp. on construction over mined areas*, Pretoria, South Africa, Mai 1992, pp.117-123.

PENG S.S. et CHYAN C.T. (1983)- Surface Subsidences, Surface Structural Damages and Subsidence Predictions and Modeling in the Northern Appalachian Coalfield. *Proc. Workshop on Surface Subsidence due to Underground Mining*, 73-87.

PENG S.S., CHENG S.L. (1981).-Predicting surface subsidence for damage prevention. *Coal Mining Processing*, Vol. 18, No. 5, mai 1981, pp. 84-95.

PENG S.S., LUO Y., DUTTA D. (1996).-An Engineering Approach to Ground Surface Subsidence *Damage Due to Longwall Mining*, pp. 227-231.

PETIT D. (2000).- La maitrise des séquelles techniques à long terme des exploitations minières. *Les techniques de l'industrie minérale*, n°5 (mars 2000), 5-107.

PLACZEK D. et WEBER U. (1991).- Protection and sanitation of old buildings and architectural monuments in case of externally induced soil movements. *Deformation of soils and displacements of structures*, edited by associazione geotecnica italiana, Vol. 2, pp.825-830.

POULARD F. (2002).- Bassin ferrifère lorrain. Procédure générale pour la recherche, la hiérarchisation des zones à risque d'instabilité et la prévision des conséquences sur la surface. Rapport INERIS-DRS-02-25304/projet.

PRAT M., PIJAUDIER-CABOT G. et MILLARD (1995).- Calcul des ouvrages généraux de construction. Editions Hermes.

PROUST A. (1964).- Etude sur les affaissements miniers dans le bassin du nord et du pas de calais. *Revue de l'industrie minérale*, Vol.64, pp. 6-13

REDDISH D.J., YAO X.L. et DUNHAM R.K. (1995).- Risk assessment of surface structural damage due to mining subsidence - an integrated computer-based approach. *Transactions of the Institution of mining and metallurgy*, Vol. 104A, pp. A139-A143.

SALAMON M. D. G. (1968).- Elastic moduli of a stratified rock mass. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 5, pp.519-527.

SALARI RAD H. (1998).- Modélisation des affaissements dans le domaine aux données limites. *Thése de doctorat, Institut national polytechnique de Lorraine*, pp. 81-87.

SANGLERAT G. (1984).- Interaction entre exploitation minière et tassement en surface. *Note technique complémentaire du cabinet d'expertise Sanlerat* (Lyon).

SAXENA N.C., SINGH B. (1980).-Investigation into the safety of the railway line against ground movment due to extraction of thick seams in India. *Proceedings of the 21st Symposium on Rock Mechanics*, Université du Missouri, pp. 345-355.

SCHÜMANN E. H. R. (1986).- The monitoring, computation and data analysis of surface subsidence. *SANGORM symposium : The effect of underground mining on surface*, Octobre 1986, 13-22.

SCHUMANN E. H. R. (1992).- Occurrence of controlled coalmining subsidence in South Africa. COMA, Symposium on Construction over mined areas, Afrique du Sud, pp. 87-96.

SELBY A, R, (1999).- Tunnelling in soils - ground movements, and damage to buildings in Workington, UK. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol 17, pp. 351-371.

SDMHBL : Service des dégâts miniers des houillères du bassin de Lorraine, groupe Charbonnages de France (1986).- Les dégâts de surface provoqués par les exploitations souterraines de charbon. Mesures préventives et correctives pour minimiser les effets. *Industrie minèrale-mines et carrières, les techniques*, pp. 267-282.

SHAAN R. (1987).- Etude du comportement mécanique de la maçonnerie en briques. *Thése de doctorat présentée à l'université des sciences et techniques de Lille flandres artois.*

SHADBOLT C. H. ().- Mining subsidence and protective measures for surface structures. *Chartered surveyor* : LHM Quarterly, pp. 29-32.

SHAHROUR I., BENCHEIKH B. et REZAIE F. (1992).- Etude en laboratoire du comportement cyclique de l'interface sol-structure. *Rapport scientifique GRECO geomatériaux* (1992), pp. 243-248.

SHUNCHEN Y. et JISHOU Z. (1992).- The establishment and analysis of a three-dimensional finite element model for brick buildings subjected to ground deformation due to moning. *Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures*. Pentech press (Londres), pp. 383-395.

SINGH M.M., BHATTACHARYA S. (1987).- Proposed criteria for assessing subsidence damage to renewable resource lands. *Mining Engineering*, Vol. 39, No. 3, mars 1987, pp. 189-194.

SMITH P. (1981).- A national mine subsidence engineerieng research program. Los Alamos Scientific Laboratory, LA-8907-MS, University of California.

SOMMER H. (1965).- a method for the calculation of settlements, contact pressures, and bending moments in a foundation including the influence of the flexural rigidity of the superstructure. *6th Int. Conf. on soil mechanics and foundation engineering*, Montreal, pp. 197-201.

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.

STACEY et BAKKER (1992).- The erection or construction of buildings and other structures on undermined ground. *COMA, Symposium on Construction over mined areas*, Afrique du Sud, pp. 282-288.

TARQUINIO C. (2001).- Aspects psychosociaux dans l'étude du traumatisme. *Rapport interne du GISOS.*

TERZAGHI K. (1951).- Mécanique théorique des sols. Dunod.

THORBURN et al. (1989).- Soil-structure interaction, the real behaviour of structures. Published by the institution of structural engineers.

TRIPLETT T., LIN G., KANE W., BENETT R. (1992).-The effects of ground subsidence on various types of linear foundations. *COMA, Symposium on construction over mined areas*, Pretoria, South Africa, Mai 1992, pp. 99-106.

TSAI K. W., CHAO C. S. et CHOU K. T. (1991).- Tilted high-rise building corrected by grouting. *Deformation of soils and displacements of structures*, edited by associazione geotecnica italiana, Vol. 2, pp. 623-624.

URBANIK W. et OSBORNE V.J. (1986).- Monitoring and predictive modelling of subsidence in the west Moreton coalfield. *Symp. on gound movement and control related to coal mining*, AusIMM Illawarra branch, 324-333.

VACHAT J.C. (1982).- Les désordres survenant dans les carrières de la région parisienne. Etude théorique et pratique de l'évolution des fontis. *Mémoire présenté au conservatoire national des arts et métiers*, chaire de géologie appliquée aux bâtiments et aux travaux publics.

WAGNER H., SCHÜMANN E.H.R. (1991).- Surface effects of total coal-seam extraction by underground mining methods. *J.S. Afr. Inst. Min. Metall.*, Vol. 91, No. 7, Juillet 1991, pp.221-231.

WAHLS H. E. (1981).- Tolerable settlement of buildings. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 107, N°GT11.

WARRIOR A. (1990).- The use of physical and mathematical models to investigate the serviceability of and visual, functional and structural damage to steel portal framed buildings from longwall mining subsidence. *Thése soutenue à l'université de Bradford.*

WHITTAKER B. N. et REDDISH D. J. (1989).- Subsidences : Occurrence, Prediction, Control. Editions Elsevier.

WITHERS N. J. (1980).- The design of stiffened integral slabs. *Proc. of the 2nd international conference on ground movements and structures*, Cardiff (Avril 1980), Edité par GEDDES J. D., Pentech press, pp. 671-710.

XERCAVINS P. et KAVYRCHINE M. ().- Utilisation de la précontrainte en zone sismique. *Génie parasismique*, presse de l'école nationale des ponts et chaussées, édité par DAVIDOVICI, pp. 621-625.

YOKEL F.Y., SALOMONE L.A., CHUNG R. M. (1981).- Construction of housing in mine subsidence areas. National bureau of standards, department of commerce, DC NBSIR 81-2215, Washington.

YOKEL F.Y., SALOMONE L.A., GRAY R.E. (1982).-Housing construction in areas of mine subsidence. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 108, N°GT9, pp. 1-21.

YU Z. et al (1988).- Development of damage criteria for buildings affected by mining subsidence. *6th annual workshop generic mineral technology center mine system design and ground control* (Juillet 1988), pp. 83-92.

YUO L., PENG S. S. et DUTTA D. ().- Some mitigative measures for prediction of surface structures affected by ground subsidence. *3rd Subsidence workshop due to underground mining*, pp. 129-138.

ZACEK M. (1996). Construire parasismique. Risque sismique, conception parasismique des bâtiments, réglementation. Editions parenthèses.

ZHANG JIAN (1992).- Computer for use in designing masonry buildings in a subsidence region. *Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures*. Pentech press (Londres), pp. 338-343.

INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE
DE LORRAINE

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :
Monsieur Jean-Pierre MAGNAN, Directeur de Recherche, LCPC, Paris

Monsieur Isam SHAHROUR, Professeur, Université des Sciences et Technologies de Lille, Villeneuve d'Ascq

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

Monsieur DECK Olivier

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE, une thèse intitulée :

«Etude des conséquences des affaissements miniers sur la bâti. Propositions pour une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité du bâti».

NANCY BRABOIS
2, AVENUE DE LA
FORET-DE-HAYE
BOITE POSTALE 3
F - 54501
VANŒUVRE CEDEX

en vue de l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : **"GENIE CIVIL- HYDROSYSTEMES-GEOTECHNIQUE"**

Fait à Vandoeuvre le, 06 septembre 2002
Le Président de l'I.N.P.L.,
L. SCHUFFENECKER

Service Commun de la Documentation
INPL
Nancy-Brabois

TEL. 33/03.83.59.59.59
FAX. 33/03.83.59.59.55

figure1: Cuvette de Moutiers Haut

Résumé :

L'objectif principal de cette recherche est l'étude de différents moyens d'évaluation et de réduction de la vulnérabilité du bâti soumis à un affaissement minier. Différents organismes, le LAEGO, l'INERIS et GEODERIS ont débuté des recherches pour proposer des solutions pratiques pour une réduction du risque.

Les cavités souterraines peuvent être à l'origine d'un affaissement des terrains en surface lorsqu'elles s'effondrent. Les bâtiments affectés peuvent alors être fortement sollicités et subir d'importantes dégradations. C'est pourquoi, il est nécessaire de hiérarchiser le risque de dégradations du bâti localisé dans des zones à risques d'affaissement. En plus d'une analyse bibliographique, la recherche s'est effectuée au moyen de modélisations et d'analyses de données.
La bibliographie propose des méthodes permettant de définir une typologie du bâti, de caractériser les mouvements du terrain, des valeurs seuil des mouvements acceptables par le bâti ainsi que des remèdes.
La modélisation permet d'étudier les phénomènes d'interaction sol-structure. Des modélisations par éléments finis (CESAR-LCPC) permettent de réaliser des études prospectives afin d'évaluer l'importance des phénomènes d'interaction sur la réponse d'une structure soumise à un affaissement de terrain.
Une base de données qui regroupe 400 constructions dégradées dans le bassin ferrifère lorrain a été construite. Diverses méthodes d'analyses de données ont été utilisées qui ont abouti à des analyses critiques et des améliorations des méthodes préalablement existantes en vue d'une hiérarchisation du risque de dégradations du bâti.

L'ensemble des résultats constitue une synthèse des connaissances concernant les processus de dégradation du bâti et l'évaluation de leur vulnérabilité. Les différents résultats permettent de proposer une méthodologie générale de prévision des dégradations du bâti situé dans une zone à risque.

Abstract :

The main purpose of the research was to study different ways to evaluate and to decrease building vulnerability loaded by mining subsidence. Different organisms : INERIS, LAEGO (Mining school in Nancy) and GEODERIS started researches to propose any practical solution for mitigation of risk.

Underground cavities may lead to ground subsidence when collapse. They may induce important loading of structures which may be damaged. Management of urbanised areas which are concerned, deals with damage criteria and remedying propositions. Three axes were followed: a bibliographic synthesis, a numerical research and a statistical research.
The bibliographic research allows to report different building classification, maximum tolerable ground movements and some technical remedial solution.
Modellings have been performed to study soil-structure interaction phenomena. Finite element numerical models (CESAR-LCPC) gave many useful information about effects of soil-structure interaction phenomena on building response to ground subsidence.
A database which collects almost 400 damaged building in Lorraine (France) is analysed with different statistical methods. Theses allows critical comments and improvements of actual methods for building damage estimation.

The results, taken as a whole, synthesise knowledge about mining subsidence and building damage process. They allow to develop a methodology for mining damage prevision and mitigation.