

N° affaire : 26058856


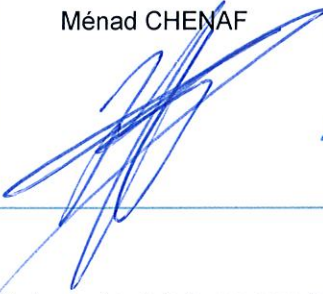

Constructibilité dans les bassins salifères Meurthe-et-Mosellan et Mosellan

Étape 3 : Travaux sur les constructions existantes sur le site de Varangéville (54)

Demandeur de l'étude :

SOCIETE : DDT 54

ADRESSE : Place des Ducs de Bar
CO n° 60025
54035 NANCY Cedex

Rédacteur(s)	Vérificateur	Approbateur	Version	Date
Duc Toan PHAM 	Ménad CHENAF 	Stéphane HAMEURY 	1.0	04/04/2017

La reproduction de ce rapport d'étude n'est autorisée que sous la forme de fac-similé photographique intégral, sauf accord particulier du CSTB.

Ce rapport d'étude comporte 81 pages dont 5 pages d'annexes.

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BÂTIMENT

Siège social > 84 avenue Jean Jaurès – Champs-sur-Marne – 77447 Marne-la-Vallée cedex 2
Tél. : +33 (0)1 64 68 82 82 – www.cstb.fr
MARNE-LA-VALLÉE / PARIS / GRENOBLE / NANTES / SOPHIA ANTIPOLIS

Constructibilité dans les bassins salifères Meurthe-et-Mosellan et Mosellan

Étape 3 : Travaux sur les constructions existantes sur le site de Varangéville (54)

Version	Date	Principales modifications effectuées	Partie modifiée
1.0	04/04/2017	- Création	/

SOMMAIRE

1. CONTEXTE DE L'ÉTUDE	6
2. PÉRIMÈTRE DE L'ÉTUDE	7
3. PROBLÉMATIQUE DES BÂTIMENTS EN CAS D'AFFAISSEMENT DU TERRAIN	8
3.1. UN MODELE SIMPLIFIE	8
3.2. SOLLICITATIONS INDUITES PAR LE MOUVEMENT DE TRANSLATION DU TERRAIN.....	9
3.3. SOLLICITATIONS INDUITES PAR LE MOUVEMENT DE ROTATION DU TERRAIN.....	10
3.4. SOLLICITATIONS INDUITES PAR LA DEFORMATION HORIZONTALE DU TERRAIN.....	11
3.5. SOLLICITATIONS INDUITES PAR LA COURBURE DU TERRAIN.....	13
3.6. COMPORTEMENT DES MURS DE REMPLISSAGE	14
3.7. UN MODELE PLUS REALISTE	15
3.7.1. Forme du bâti.....	15
3.7.2. Interaction avec une autre construction accolée	18
3.7.3. Présence des murs de clôture accolés.....	20
3.7.4. Pente élevée du terrain naturel	21
3.7.5. Mauvais état de conservation	22
3.8. COLLISION ENTRE LES BATIMENTS	23
4. RECONNAISSANCE DE LA CONSTRUCTION EXISTANTE.....	24
4.1. COLLECTE D'INFORMATIONS.....	25
4.2. LOCALISATION DE LA CONSTRUCTION EXISTANTE.....	26
5. TRAVAUX DE RÉHABILITATION	27
5.1. MODIFICATION DES ESPACES SOUS LA TOITURE	27
5.2. SURELEVATION DE LA CONSTRUCTION EXISTANTE	29
Prescriptions générales :.....	29
5.2.1. Distance d'isolement entre bâtiments.....	30
5.2.2. Surélévation de la toiture	31
5.2.3. Surélévation d'un niveau	32
5.3. EXTENSION LATÉRALE LIÉE	34
5.3.1. Localisation de la construction existante	34
5.3.2. Distance d'isolement entre bâtiments.....	35
5.3.3. Extension du rez-de-chaussée	36
5.3.4. Extension par l'étage supérieur	38
5.3.5. Construction avec sous-sol.....	39

5.4.	MODIFICATION DU SYSTEME PORTEUR	39
5.4.1.	Percement des murs porteurs	39
5.4.2.	Percement des façades lourdes	40
5.5.	CHANGEMENT DE DESTINATION	41
5.6.	TRAVAUX EVENTUELS SUR DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	41
5.6.1.	Menuiseries extérieures.....	41
5.6.2.	Cloisons de distribution intérieure	42
5.6.3.	Intervention sur les réseaux.....	44
5.6.4.	Utilisation des façades légères	44
5.6.5.	Éléments en console verticale	45
5.6.6.	Création et installation des ascenseurs	45
6.	DISPOSITIFS DE RENFORCEMENT	45
6.1.	DIMINUTION DES SOLLICITATIONS SUR LES BATIS	46
6.1.1.	Consolidation du sol d'assise	46
6.1.2.	Création d'un joint vertical d'affaissement	46
6.1.3.	Désolidarisation des murs de clôture extérieure	47
6.1.4.	Création d'une tranchée périphérique	47
6.1.5.	Création d'un joint de glissement au-dessus des fondations	48
6.1.6.	Création des appuis glissants.....	49
6.2.	AUGMENTATION DE LA RESISTANCE ET DE LA DUCTILITE DES BATIS.....	49
6.2.1.	Élargissement des fondations.....	49
6.2.2.	Ajout de longrines	50
6.2.3.	Création de ceinture périphérique autour des fondations	51
6.2.4.	Mise en place des câbles périphériques	52
6.2.5.	Ajout des chaînages	53
6.2.6.	Mise en place d'un tirant aux ouvertures avec linteau en arc	55
6.2.7.	Ajout d'un contreventement métallique	56
6.3.	RELEVAGE DES BATIMENTS	57
6.4.	ÉVALUATION QUALITATIVE DU COUT.....	58
7.	OUTIL D'AIDE A LA DECISION	59
7.1.	PRINCIPE DE L'APPROCHE	59
7.2.	CHOIX DE LA TYPOLOGIE DES BATIMENTS.....	60
7.3.	CHOIX D'UNE ECHELLE D'ENDOMMAGEMENT.....	64
7.4.	NIVEAUX D'ENDOMMAGEMENT DES BATIMENTS TYPES	66
7.5.	DETERMINATION DES FACTEURS DE PONDERATION.....	67
7.6.	DETERMINATION DES GAINS DE RENFORCEMENT	68
7.7.	EXEMPLES ILLUSTRATIFS	69
7.7.1.	Exemple 1 : Travaux de réhabilitation d'une maison individuelle.....	69

7.7.2. Exemple 2 : Travaux de réhabilitation d'une maison individuelle avec les dispositifs de renforcement	71
8. CONCLUSION	73
9. LISTE DES DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE	74
ANNEXE 1 GLOSSAIRE	77
ANNEXE 2 OUTIL D'AIDE A LA DECISION ADAPTE AUX QUARTIERS	79

1. CONTEXTE DE L'ÉTUDE

Les travaux réalisés par Geoderis (Geoderis, 2014 [1]) ont permis d'établir une carte des aléas des mouvements de terrain au droit des anciens quartiers de la mine de sel de Varangéville. Deux scénarios ont été identifiés : le scénario d'*ennoyage par de l'eau ou de la saumure* et le scénario d'affaissement par fluage en conditions de *mine sèche*. La carte (figure 1.1) indique 13 zones d'affaissement potentiel. Les quartiers sont identifiés de la même manière en cas de mine sèche ou en cas d'ennoyage par de l'eau douce ou de la saumure.

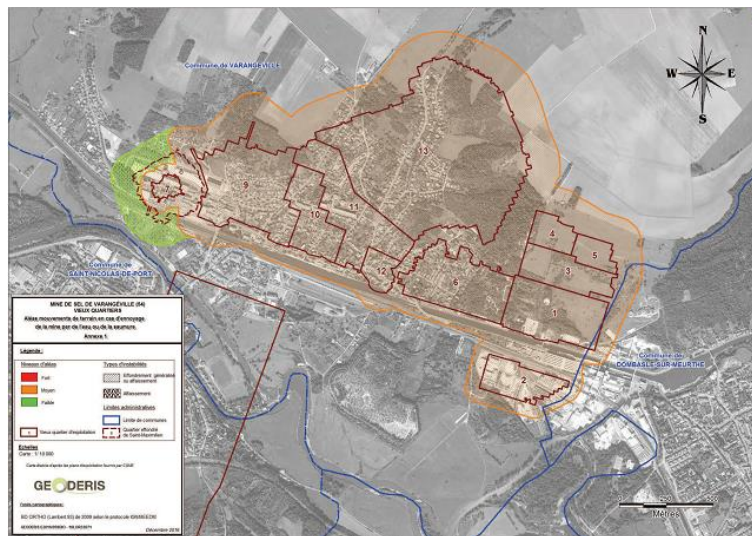


Figure 1.1 : carte des aléas mouvements de terrains associés aux vieux quartiers de Varangéville

Pour le scénario d'ennoyage par de l'eau ou de la saumure, l'arrivée d'eau dans les vieux quartiers de la mine de sel peut provoquer un effondrement brutal en surface du sol, ce qui conduit ensuite à la disparition du sol supportant la construction. Dans ces conditions, il est très difficile, voire impossible, avec les techniques utilisées dans le bâtiment, de limiter les désordres. Un tel niveau de sévérité, ajouté au caractère soudain, ne permet à aucune disposition constructive connue, ni de prémunir une construction quelconque contre l'effondrement brutal, ni de garantir la sécurité des occupants. Néanmoins, le rapport de Geoderis a par ailleurs conclu que le phénomène d'effondrement brutal et généralisé du terrain concerne l'ensemble des quartiers 1 à 13, à l'exception de la zone d'affaissement progressif liée à l'effondrement partiel du quartier 8.

Dans les conditions de mine sèche, le risque d'affaissement vient du fait que le sel a un comportement visqueux qui occasionne le phénomène de fluage. Ce phénomène est un processus lent et continu car le sel se déforme au cours du temps sous charge constante jusqu'à la fermeture totale des vides. L'intensité de l'aléa a été qualifiée de « très limitée » à « limitée », ce qui conduit Geoderis à ne pas retenir d'aléa significatif (voir Geoderis, 2014 [1] pour plus de détails). Cependant, par retour d'expérience, une première étude effectuée par le CSTB en 2002 [2] sur les zones d'affaissements progressifs, montre un endommagement important du bâti (du point de vue économique), même avec des pentes faibles (0,8%).

La mission confiée par la DDT 54 au CSTB, et faisant l'objet du présent rapport, consiste d'une part, à proposer des règles constructives permettant d'envisager des travaux de réhabilitation sur les constructions existantes, sans que le risque soit significativement augmenté, et d'autre part, à explorer des techniques de renforcement des bâtiments afin de réduire leur vulnérabilité en cas d'un affaissement progressif du terrain.

2. PÉRIMÈTRE DE L'ÉTUDE

Les hypothèses de travail considèrent des affaissements de type progressif relatifs à deux scénarios :

- le scénario d'ennoyage par de l'eau ou de la saumure qui conduit à l'effondrement partiel du quartier 8, dont les paramètres de l'aléa des mouvements de terrain sont les suivants :
 - affaissement maximal : $A_m = 1$ m,
 - pente maximale : $p_{max} = 4$ %,
 - déformation horizontale maximale : $\varepsilon_{max} = 10$ mm/m ;
- le scénario d'affaissement par fluage en conditions de mine sèche dont les valeurs de mise en pente au bout d'une durée de 100 ans sont rappelées dans le tableau 2.1 ci-dessous.

Tableau 2.1 : Valeur de mise en pente au bout de 100 ans, par quartier [1]¹

Quartiers	Valeur de mise en pente
1, 7, 9, 10	< 1%
2	< 0,2%
3, 11, 12	< 0,3%
4, 5, 6	< 0,6%
13	< 3%

La présente étude repose sur l'analyse des bâtiments types considérés comme représentatifs du bâti rencontré dans la commune de Varangéville (les ouvrages particuliers ou exceptionnels ne feront pas l'objet de la présente étude).

Des déplacements in situ ont été effectués avec prises de photographies et de notes de terrain. Les constatations effectuées au cours des visites in situ sont *visuelles*, sans sondage particulier de la structure des bâtiments. La plupart des constatations ont été effectuées à partir de la voie publique, c'est-à-dire sans pénétrer à l'intérieur des constructions.

Compte tenu des caractères locaux, la détermination de la résistance d'un bâtiment, dans la majorité des cas, n'est qu'approximative et s'appuie sur différentes hypothèses simplificatrices. On ne traite pas, par exemple, les bâtiments construits sur deux types de sol différents ou représentant un risque de glissement de terrain, qui peut, en effet, rendre le renforcement inutile. Ainsi, nous retenons les hypothèses suivantes :

- Le bâtiment est supposé construit sur un terrain sans risque d'éboulis localisé, de glissement d'ensemble ou tout autre désordre lié à la mécanique des sols.
- L'étude se base sur une mise en œuvre de qualité et ne prend pas en compte le non-respect des normes en vigueur et des DTU.
- L'effet de « vague » de l'affaissement (mise en pente, déformation horizontale, courbure) est appliqué à tous les bâtiments, quelle que soit leur position initiale et finale dans la cuvette d'affaissement.
- Les problèmes de contre-pente des réseaux et des VRD (voiries réseaux divers), les désordres causés au second œuvre, aux toitures ainsi que les problèmes de réparations des désordres structuraux ne sont pas visés dans l'étude. De même, dans les bâtiments industriels, la capacité des outils de production à supporter les déformations voire à mettre en danger la sécurité des personnes n'est pas étudiée.

¹ L'aléa d'affaissement par fluage relié au quartier 8 n'est pas retenu du fait que ce dernier est effondré déjà en 1873.

Les dispositions proposées dans le présent travail s'appuient sur les recherches nationales et internationales ainsi que sur les avis des experts de la profession. Ces mesures ne sont pas à appliquer systématiquement à toute construction vis-à-vis de l'affaissement de terrain. Les règles de constructions sont définies sous forme de grands principes à appliquer et d'objectifs de performance à atteindre. Elles sont déclinées selon les cas en mesures obligatoires, prescriptions à mettre en œuvre ou en recommandations à prendre en compte. Ces différentes dispositions ont un caractère prescriptif lorsqu'elles concernent directement la stabilité et la tenue du clos et couvert de la construction, un caractère de recommandation lorsqu'elles améliorent le bon comportement de l'ouvrage.

3. PROBLÉMATIQUE DES BÂTIMENTS EN CAS D'AFFAISSEMENT DU TERRAIN

Ce chapitre est destiné à détailler la problématique spécifique, en cas d'affaissement de terrain, du comportement des bâtiments et fournir une méthodologie d'évaluation du niveau d'endommagement de ces derniers.

3.1. Un modèle simplifié

Le problème de stabilité d'un bâtiment, en cas d'affaissement du terrain, repose en tout premier lieu sur la connaissance de la géométrie du système.

Afin d'alléger l'exposé, on se limite dans un premier temps à la présentation d'un modèle simplifié, c'est-à-dire, au cas où l'effet favorable des murs de remplissage peut être négligé, le rez-de-chaussée du bâtiment peut être schématisé par un portique de hauteur H_0 et de longueur L_0 (figure 3.1). Les données relatives au chargement sont de type force gravitaire verticale F , les forces du vent pouvant être négligées, du fait du caractère accidentel de l'affaissement.

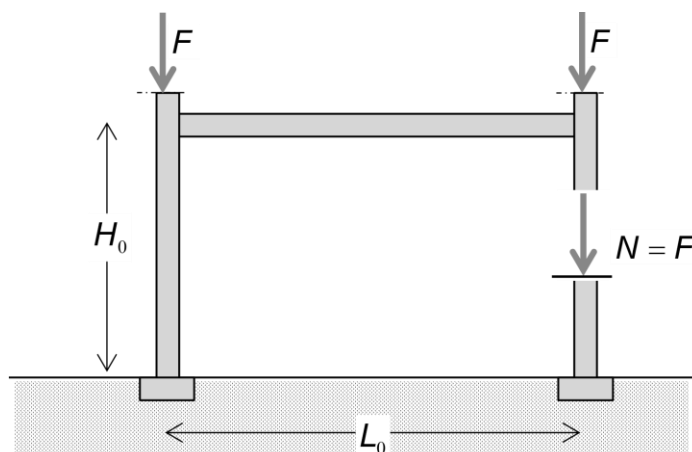


Figure 3.1 : géométrie simplifiée du bâti

On s'intéresse dans cette section au problème de l'instabilité potentielle du rez-de-chaussée soumis à la charge gravitaire venant des étages supérieurs d'une part et à un affaissement du sol au niveau des fondations d'autre part.

Partant d'un état initial, c'est-à-dire avant l'apparition de l'affaissement minier, chaque poteau du bâti est soumis à une force axiale de compression $N = F$ sur toute la hauteur du poteau. Cet effort est dû aux chargements gravitaires des étages supérieurs, classiquement de deux types : charges permanentes et charges d'exploitation. En général, le poteau est conçu de manière à éviter tout phénomène de flambage,

tandis que la force de compression maximale en pied reste très inférieure à la résistance à la compression de la section.

En cas d'affaissement du terrain, différents effets plus ou moins prévisibles peuvent se produire. Du point de vue des mouvements en surface au voisinage d'une structure lors d'un affaissement progressif, le mouvement d'un bâti peut être décomposé selon deux mouvements de corps rigides de translation et de rotation, et deux déformations, une engendrée par la déformation horizontale du sol et l'autre due à la courbure du terrain (voir figure 3.2 présentée par Geddes, 1984 [3], citée par Deck *et al.*, 2002 [4]).

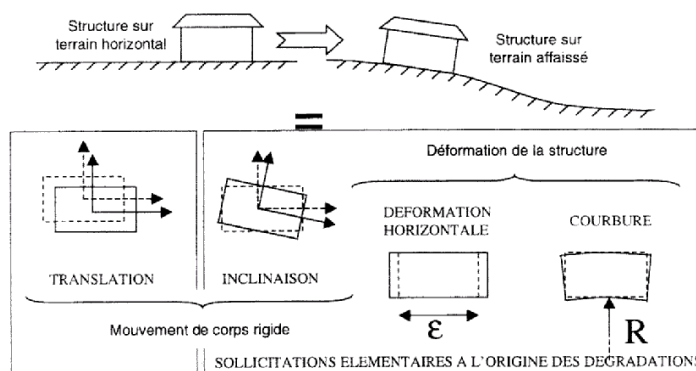


Figure 3.2 : décomposition des sollicitations sur le bâti [3]

On analyse dans ce qui suit l'effet que peut avoir chaque mouvement élémentaire sur la stabilité d'un bâti.

3.2. Sollicitations induites par le mouvement de translation du terrain

Dans l'hypothèse où les affaissements sont progressifs, c'est-à-dire sans effet dynamique notable, les changements de la géométrie de la structure du bâti peuvent être négligés. La géométrie initiale du bâti représente à la fois la configuration initiale et la configuration finale (c'est-à-dire après l'affaissement) du système.

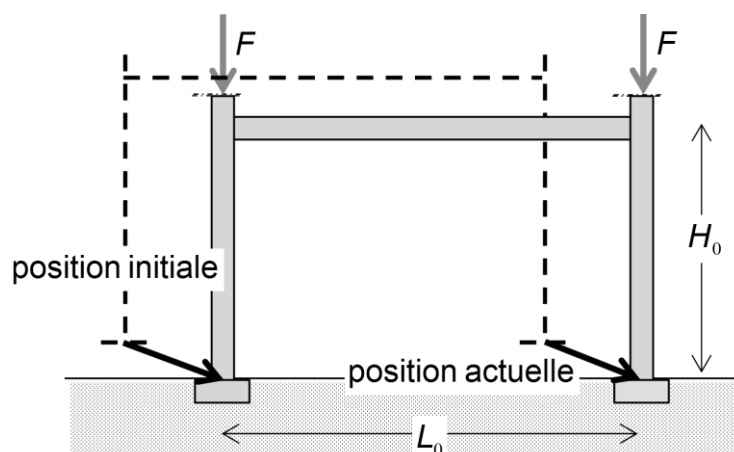


Figure 3.3 : bâti soumis à un mouvement de translation du terrain

La figure 3.3 représente un bâti dans sa position initiale et dans sa position actuelle obtenue par une simple translation dans le plan. Il en résulte que les conditions de chargement restent inchangées. En conséquence, la stabilité globale du bâtiment n'est pas menacée.

3.3. Sollicitations induites par le mouvement de rotation du terrain

Le mouvement de rotation du terrain a pour conséquence une inclinaison généralisée du bâti. Cette inclinaison du bâti induit un excentrement de la charge gravitaire par rapport à son plan vertical initial. En conséquence, des moments de flexion sont générés dans les deux poteaux verticaux en plus des efforts de compression axiale préexistants (figure 3.4). À mesure que la pente du terrain augmente, l'excentrement correspondant de la charge gravitaire augmente et donc également les moments de flexion qui amplifient les déplacements transversaux et donc l'excentrement.

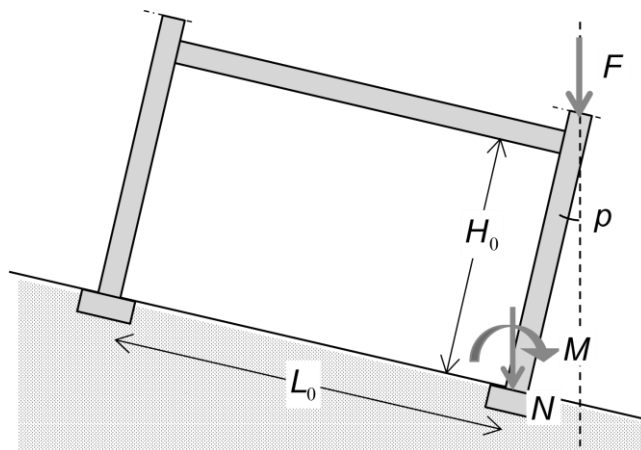


Figure 3.4 : bâti soumis à une inclinaison du terrain

L'analyse de cette structure conduit à calculer, dans le cas le plus défavorable, les efforts de compression et de flexion en pied du poteau à droite, en tenant compte du fait que ρ (exprimé en radians) $\approx \sin(\rho)$, du fait de la faible valeur de ρ :

$$N_p = F \quad ; \quad M_p = FH_0\rho$$

où ρ est la pente de l'affaissement (exprimée en radians) tandis que N_p et M_p sont respectivement l'effort normal et le moment de flexion engendrés par cette pente.

Dans l'hypothèse classiquement admise où les sections planes restent planes après déformation, la déformation est affine dans l'épaisseur du poteau.

En supposant que le matériau qui constitue le poteau obéit à un comportement élastique linéaire, les contraintes maximales en équilibre avec l'effort normal de compression (figure 3.5(a)) et le moment de flexion (figure 3.5(b)) engendré par l'excentricité du poteau, sont respectivement :

$$\sigma_{c,p} = \frac{F}{hb} \quad \text{et} \quad \sigma_{f,p} = \frac{6FH_0\rho}{h^2b}$$

où h et b sont respectivement l'épaisseur et la largeur du poteau. Il en résulte que l'augmentation de la contrainte maximale initiale du poteau en cas d'affaissement du terrain peut s'écrire :

$$f_{\sigma,p} = \frac{\sigma_{c,p} + \sigma_{f,p}}{\sigma_{c,p}} = 1 + \frac{6H_0\rho}{h}$$

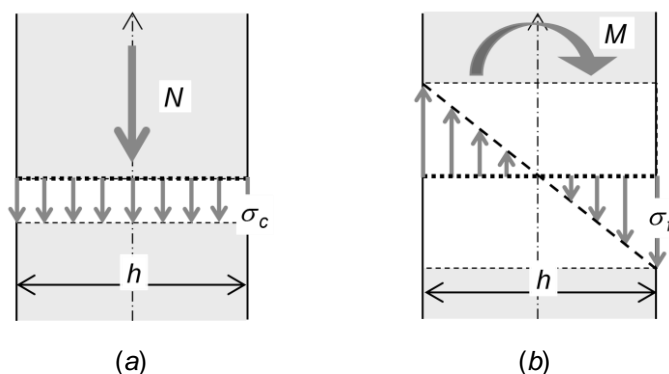


Figure 3.5 : distribution des contraintes dans l'épaisseur du poteau sous sollicitations (a) d'un effort normal et (b) d'un moment fléchissant

À titre d'illustration, un calcul mené sur un poteau, de l'épaisseur $h = 20$ cm et de hauteur $H_0 = 3$ m, montre une augmentation d'environ 2 fois la contrainte initiale pour une pente de 1%, d'environ 3 fois pour une pente de 2% (voir figure 3.6), ce qui explique pourquoi la pente est aussi importante.

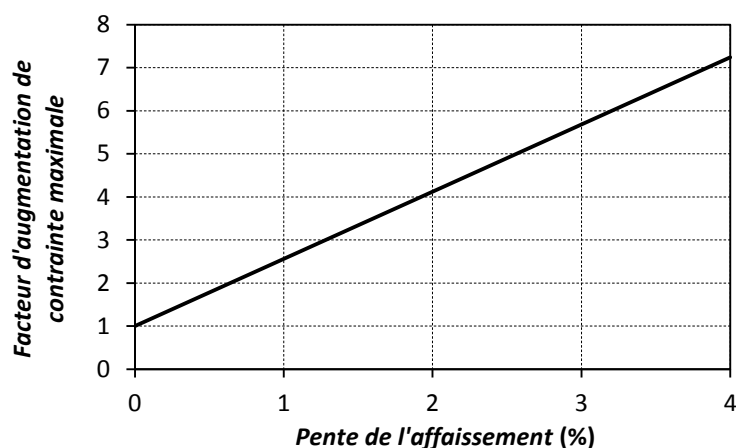


Figure 3.6 : évolution du facteur d'augmentation de contraintes en fonction de la pente

On note que le calcul simplifié exposé ci-dessus, néglige tous les effets favorables des conditions aux limites telles que les hyperstaticités qui existent entre les poteaux, les poutres et les planchers ainsi que la plasticité des matériaux constitutifs.

3.4. Sollicitations induites par la déformation horizontale du terrain

Il convient tout d'abord de noter que les translations et rotations du terrain se transmettent intégralement au bâti alors que les déformations horizontales et les courbures du terrain peuvent être gênées par la présence de l'ouvrage. La proportion des déformations se transmettant à la structure dépend donc de la rigidité relative du bâti par rapport à celle du terrain. Ce phénomène est connu sous le nom « d'interaction sol-structure ». Le taux de transmission pour des ouvrages rigides en béton ou maçonnerie renforcée est de l'ordre de 10 à 30%, et de 30 à 100% pour les bâtiments plus souples tels que ceux en métal (Boscardin and Cording, 1989 [5]; Saeidi, 2010 [6]). En conséquence, la déformation horizontale et la courbure de la structure engendrées par l'affaissement sont en général plus petites que celles du terrain.

Tenant compte du fait que la déformation horizontale du sol ne peut se transmettre entièrement à la structure, et que la structure est symétrique par rapport à son plan médian, le déplacement horizontal du pied de chaque poteau par rapport à son plan initial vertical (voir figure 3.7) s'écrit :

$$\Delta L = c_\varepsilon L_0 \varepsilon / 2$$

où ε est la déformation horizontale du sol et $c_\varepsilon \leq 1$, est le coefficient de transmission de la déformation horizontale du sol au bâti.

Le déplacement horizontal des fondations du bâti induit un excentrement de la charge gravitaire par rapport à son plan initial. En conséquence, des moments de flexion sont générés dans les deux poteaux verticaux en plus des efforts de compression axiale préexistants. À mesure que la déformation horizontale du sol augmente, l'excentrement correspondant de la charge gravitaire augmente et donc également les moments de flexion qui amplifient les déplacements transversaux et donc l'excentrement.

L'analyse de cette structure conduit à calculer les efforts de compression et de flexion en pied de chaque poteau :

$$N_\varepsilon = F ; M_\varepsilon = F\varepsilon = c_\varepsilon FL_0 \varepsilon / 2$$

où N_ε et M_ε sont respectivement l'effort normal et le moment de flexion engendrés par la déformation horizontale du sol.

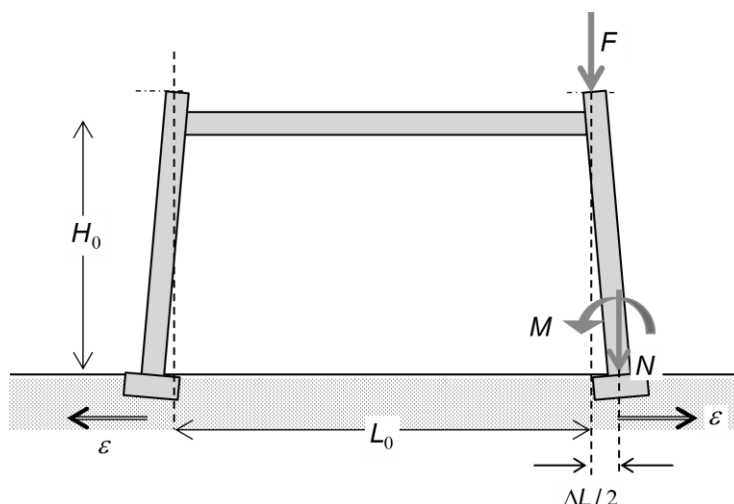


Figure 3.7 : bâti soumis à une déformation horizontale du terrain

Dans le cadre du comportement élastique linéaire du matériau constitutif, les contraintes maximales en équilibre avec l'effort normal de compression et le moment de flexion engendré par l'excentricité de ce dernier s'écrivent :

$$\sigma_{c,\varepsilon} = \frac{F}{hb} \quad \text{et} \quad \sigma_{f,\varepsilon} = \frac{3c_\varepsilon FL_0 \varepsilon}{h^2 b}$$

ce qui conduit au facteur de l'augmentation de la contrainte maximale initiale du poteau en cas d'affaissement du terrain:

$$f_{\sigma,\varepsilon} = \frac{\sigma_{c,\varepsilon} + \sigma_{f,\varepsilon}}{\sigma_{c,\varepsilon}} = 1 + \frac{3L_0 c_\varepsilon \varepsilon}{h}$$

À titre d'exemple illustratif, la figure 3.8 représente l'évolution du facteur d'augmentation de contraintes en fonction de la déformation horizontale du sol, du même poteau d'épaisseur $h = 20$ cm ci-dessus, le coefficient de transmission de la déformation horizontale du sol au bâti étant $c_x = 1$ et la longueur du portique étant $L_0 = 15$ m. On observe sur cette figure une augmentation d'environ 2 fois la contrainte initiale pour une déformation horizontale du sol de 4 mm/m, d'environ 3 fois pour une déformation horizontale de 9 mm/m.

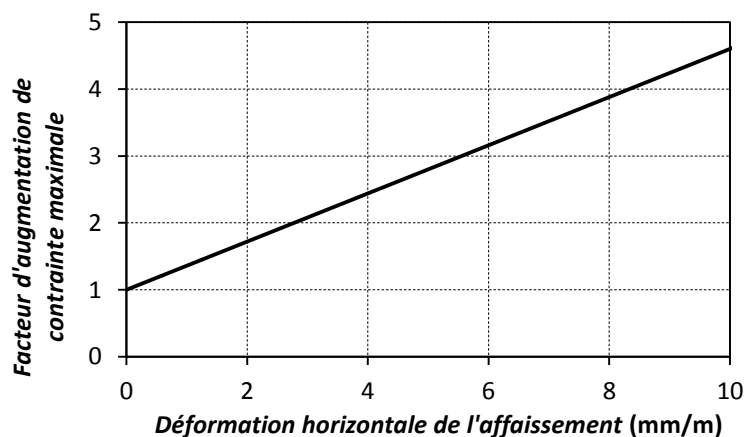


Figure 3.8 : évolution du facteur d'augmentation de contraintes en fonction de la déformation horizontale du sol en cas d'affaissement du terrain

3.5. Sollicitations induites par la courbure du terrain

La figure 3.9 représente un bâti sur un terrain courbe, concave ou convexe. En général, la mine de sel est localisée à une profondeur importante du sol, ce qui induit donc une faible courbure du terrain.

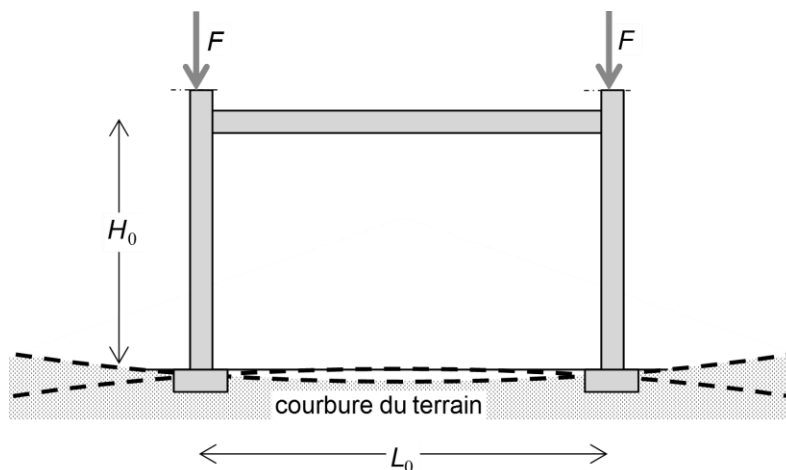


Figure 3.9 : bâti soumis à une courbure du terrain

Dans les conditions où les courbures du terrain sont très faibles, c'est-à-dire les rayons de courbure sont très grands par rapport aux dimensions du bâti, les modifications des conditions de chargement sont négligeables. En conséquence, la stabilité globale du bâti n'est pas menacée.

3.6. Comportement des murs de remplissage

Outre les sollicitations supplémentaires, la pente, la déformation horizontale et la courbure de l'affaissement du terrain, modifient de façon importante l'état initial des murs de remplissage, induisant par exemple, du fait de l'incompatibilité géométrique, des déformations. Les figures 3.10 à 3.12 ci-dessous illustrent les désordres potentiels sur les murs de remplissage dans de telles conditions.

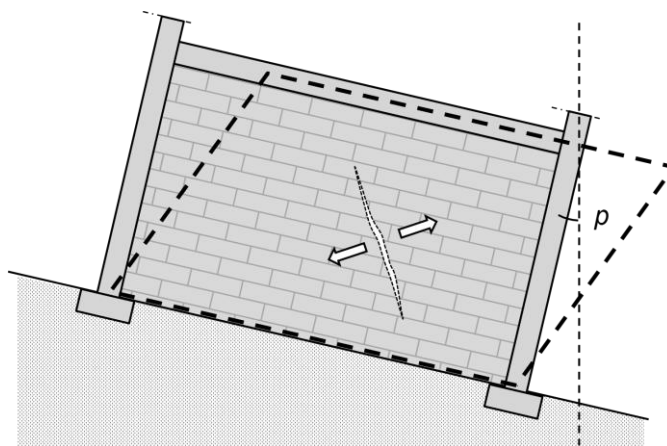


Figure 3.10 : exemple de fissures diagonales induites par la mise en parallélogramme du mur de remplissage en cas de mise en pente du terrain

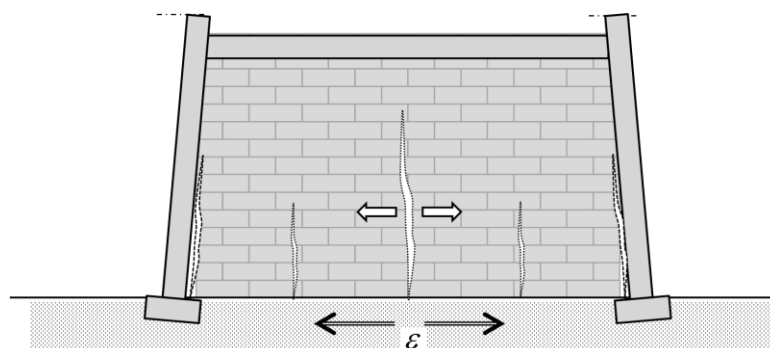


Figure 3.11 : exemple de fissures verticales induites par la déformation horizontale du terrain

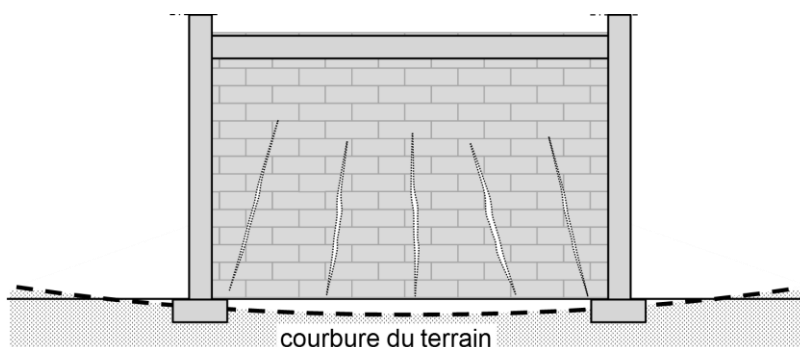


Figure 3.12 : exemple de fissures verticales et diagonales induites par la courbure du terrain

3.7. Un modèle plus réaliste

Dans des conditions plus réalistes où les bâtis possèdent un comportement *tridimensionnel* (3D), outre une certaine complexité, les caractéristiques relatives à :

- la forme du bâti ;
- la longueur du bâti ;
- l'éventualité d'une interaction avec une autre construction accolée ou proche ;
- l'éventualité d'une interaction sol-structure des parties enterrées de l'ouvrage ;
- la nature du terrain (pente, type de sol,...) ;

font apparaître des sollicitations supplémentaires auxquelles conduisent les mouvements d'affaissements du terrain. Ainsi, l'objet de la présente section est d'analyser des spécificités du bâti liées à des particularités constructives pouvant entraîner une dégradation de la résistance de la construction ou une amplification du phénomène d'affaissement. Ces points faibles des bâtiments sont susceptibles de les rendre plus vulnérables par rapport aux analyses sur le modèle simplifié exposé dans la section précédente.

3.7.1. Forme du bâti

Étant donnée la différence des rigidités transversale et longitudinale, chaque corps de bâti ne comporte pas de la même manière en cas d'affaissement de terrain. À la jonction des ailes, des concentrations de contraintes sont importantes (exemple de la figure 3.13).

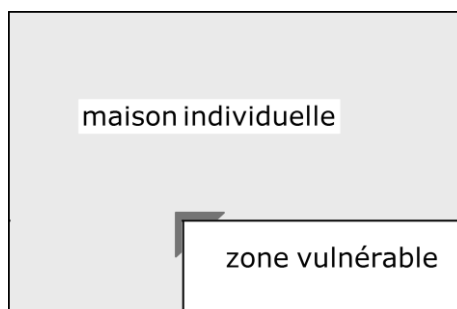


Figure 3.13 : exemple de concentrations de contraintes à la jonction des ailes d'un bâti de forme en « L »

Les problèmes de concentrations de contraintes, engendrés par la géométrie complexe des constructions, se retrouvent également en élévation : lorsque les ailes n'ont pas de même hauteur (figure 3.14) ou les niveaux successifs ne sont pas superposés et de mêmes dimensions (exemple de la figure 3.15).



Figure 3.14 : exemples d'une irrégularité engendrée par une différence de hauteurs de deux corps de bâtiment



Figure 3.15 : exemple d'une irrégularité engendrée par un porte-à-faux

Une forte longueur du bâtiment (exemple de la figure 3.16), face à la courbure concave (figure 3.17) ou convexe (figure 3.18) en début et en fin d'affaissement, conduit à une perte de contact entre la fondation et le sol d'assise. Il en résulte que les moments de flexion supplémentaires sont générés lorsque la fondation se trouve en position « porte-à faux ».



Figure 3.16 : exemple d'un bâtiment de longueur importante (supérieure à 30 m)

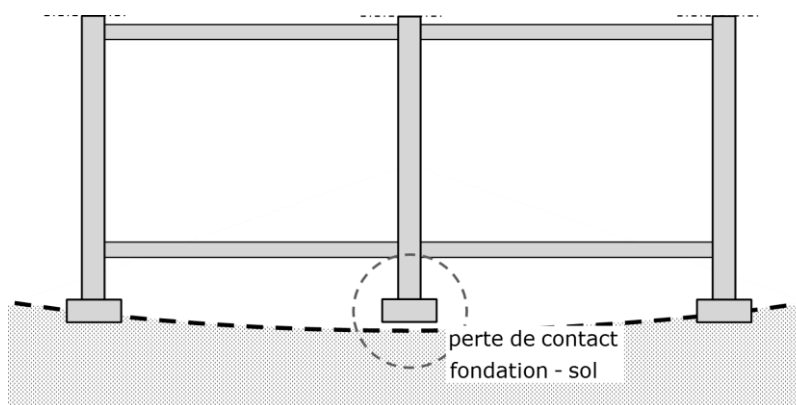


Figure 3.17 : exemple d'une perte d'appui des fondations engendrée par une courbure concave du terrain

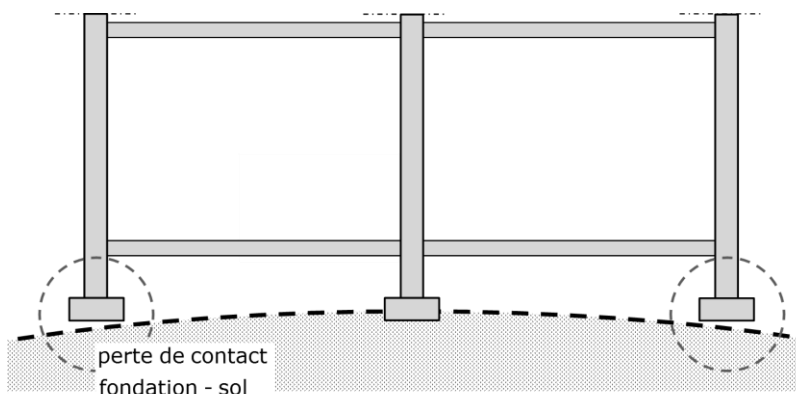


Figure 3.18 : exemple d'une perte d'appui des fondations engendrée par une courbure convexe du terrain

3.7.2. Interaction avec une autre construction accolée

La disposition des constructions mitoyennes ou accolées présente également une forte longueur. Lorsque les planchers des constructions sont décalés, cas fréquent pour les bâtiments situés le long d'une pente (figure 3.19 par exemple), le mur de séparation risque d'être littéralement découpé par les deux planchers.

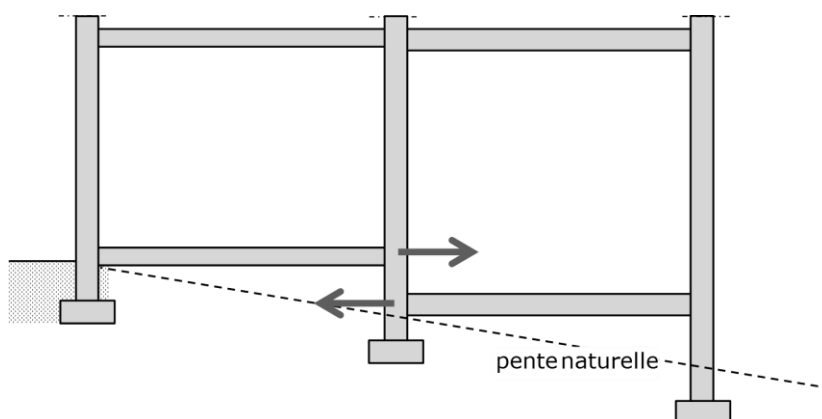


Figure 3.19 : sollicitations supplémentaires sur les bâtis mitoyens dont les planchers sont décalés

De même, les garages (ou annexes) accolés aux maisons individuelles (exemple de la figure 3.20), souvent construits ultérieurement, représentent un risque de désordre similaire à celui des constructions mitoyennes. Dans cette configuration, les garages sont dans la plupart des cas de hauteur sous plafond inférieure à la hauteur d'étage de la construction voisine. La toiture terrasse se situe en dessous du plancher de l'étage de la maison individuelle.

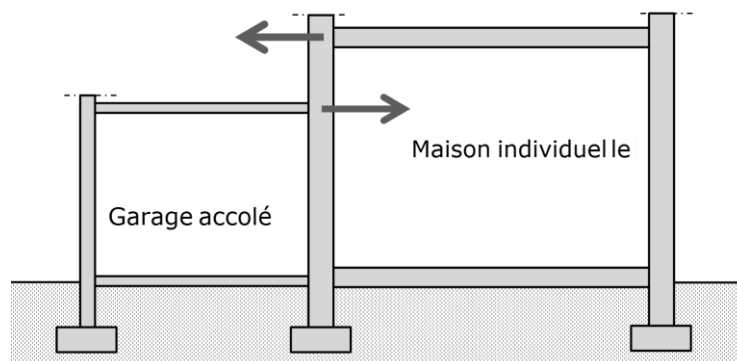


Figure 3.20 : exemple de sollicitations supplémentaires sur la maison individuelle accolée à un garage

3.7.3. Présence des murs de clôture accolés

Les vérandas légères (figure 3.21 par exemple) subiront les déplacements de la structure. Néanmoins, les éléments non structuraux lourds tels que les murs de clôture de la figure 3.22 par exemple, peuvent être des sources de désordres importants lorsqu'ils sont directement rattachés à la structure principale du fait que ces éléments peuvent représenter des points durs sur la construction avoisinante.



Figure 3.21 : exemple de la présence d'une véranda légère rattachée à la structure principale

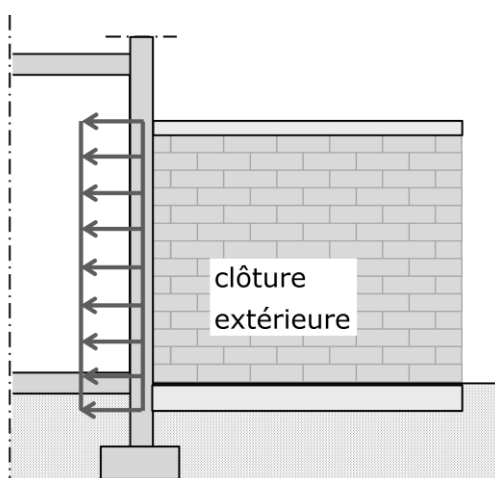
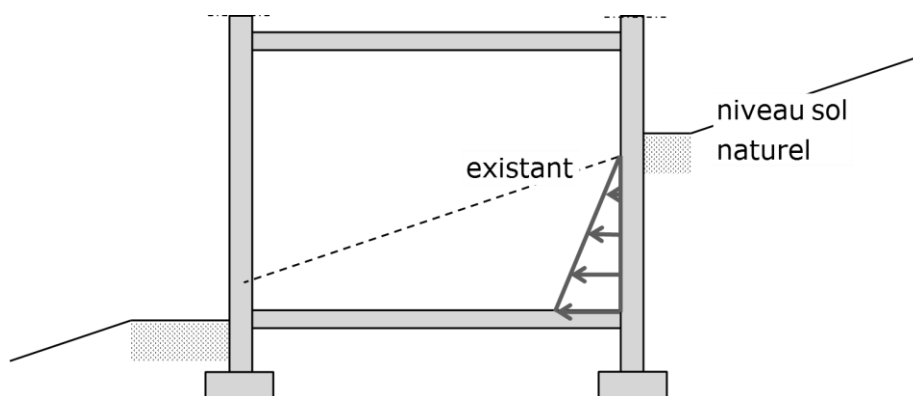


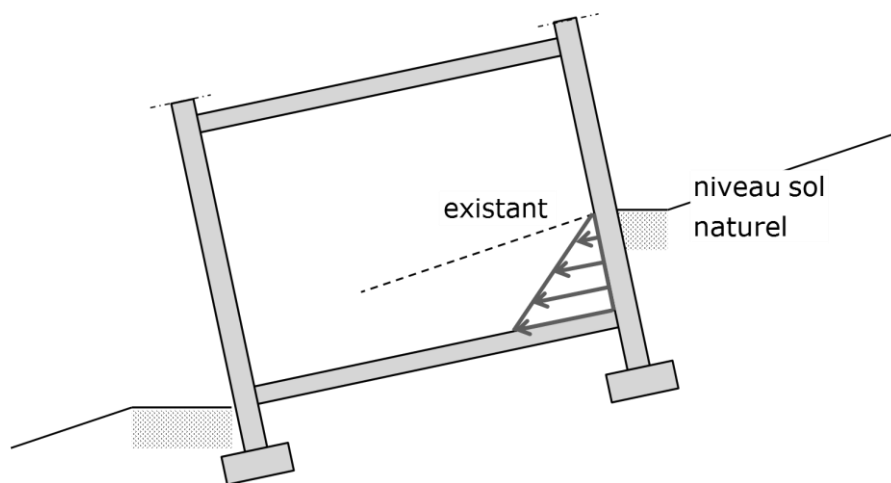
Figure 3.22 : exemple de la présence d'un mur de clôture rattaché à la structure principale

3.7.4. Pente élevée du terrain naturel

Suivant l'adaptation de la construction au terrain, une forte pente peut provoquer une surpression importante des terres sur la partie enterrée du bâti en cas d'affaissement de terrain. Dans ce cas, les désordres sont susceptibles de se produire à deux étapes de l'affaissement, pendant la phase où la pente est la plus élevée (figure 3.23(a)) et dans la phase de redressement du terrain qui provoque une surpression importante des terres (figure 3.23(b)).



(a)



(b)

Figure 3.23 : bâti semi enterré : (a) avant l'affaissement et (b) au cours de l'affaissement

3.7.5. Mauvais état de conservation

Le mauvais état de conservation est le facteur aggravant le plus qualitatif pour la vulnérabilité d'une construction existante. Certaines constructions présentent des désordres structuraux plus ou moins importants qui peuvent être visibles de l'extérieur. Des fissures préexistantes dans une construction avant l'affaissement sont des points faibles à partir desquels les désordres potentiels peuvent se développer.



Figure 3.24 : exemples de mauvais état de conservation visibles de l'extérieur

3.8. Collision entre les bâtiments

Lors de la formation en cuvette, le raccourcissement de la distance d'isolement peut conduire à une collision entre les bâtiments adjacents. Cette distance est la somme de deux contributions :

$$j_{1,2} = j_{1,2/courbure} + j_{1,2/\varepsilon}$$

où $j_{1,2/courbure}$ et $j_{1,2/\varepsilon}$ sont respectivement les contributions dues à la courbure et à la déformation horizontale du terrain.

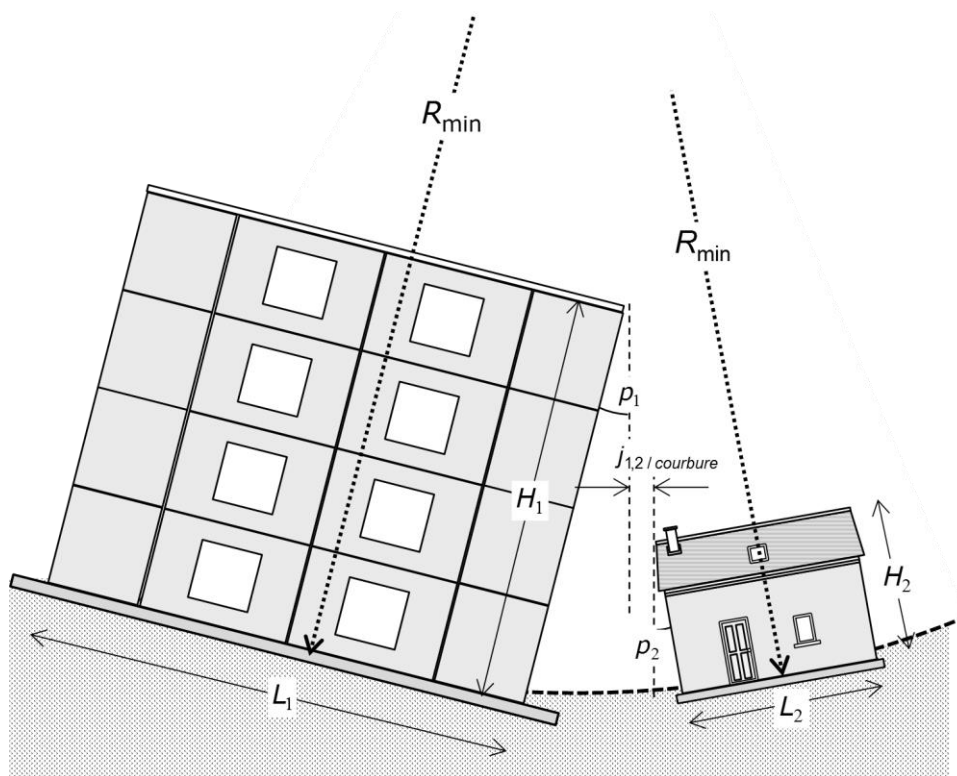


Figure 3.25 : raccourcissement de la distance d'isolement engendré par la courbure du terrain

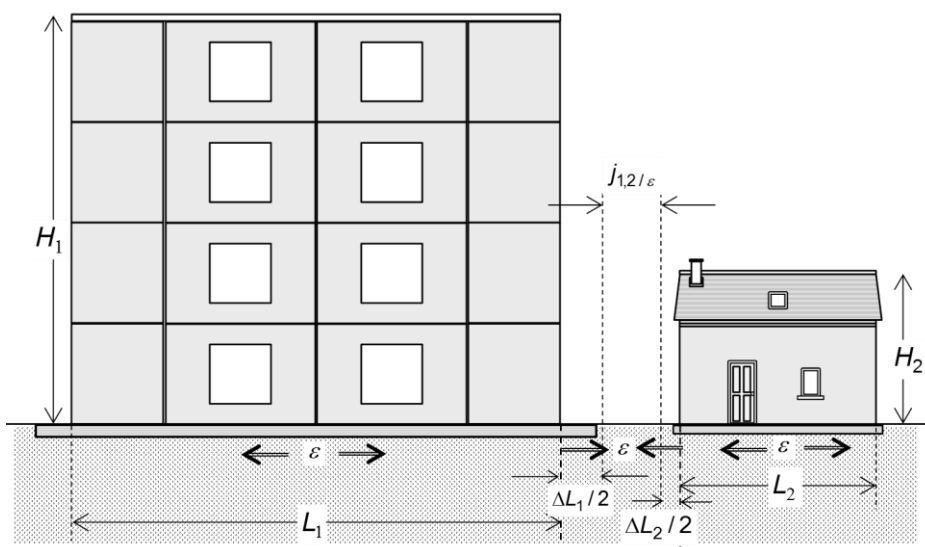


Figure 3.26 : raccourcissement de la distance d'isolement engendré par la déformation horizontale du sol

La distance d'isolement entre les bâtiments en présence de la courbure du terrain, s'écrit :

$$j_{1,2/courbure} = j_{1,2/0} - (p_1 H_1 + p_2 H_2)$$

où $j_{1,2/0}$ est la distance d'isolement initiale entre deux bâtiments de hauteurs H_1 et H_2 avant l'apparition de la courbure du terrain, tandis que :

$$p_1 = L_1 / 2R_{\min} \text{ et } p_2 = L_2 / 2R_{\min}$$

sont respectivement les inclinaisons des murs de chaque bâtiment par rapport à leur plans verticaux initiaux, R_{\min} étant le rayon de courbure minimal de la cuvette d'affaissement (figure 3.25).

Similairement, la distance d'isolement en présence de la déformation horizontale du sol peut s'écrire :

$$j_{1,2/\varepsilon} = j_{1,2/0}(1 - \varepsilon) - (\Delta L_1 / 2 + \Delta L_2 / 2)$$

où $j_{1,2/0}$ est la distance d'isolement initiale entre deux bâtiments de longueurs L_1 et L_2 avant l'apparition de la déformation horizontale du sol, tandis que :

$$\Delta L_1 = c_{\varepsilon 1} L_1 \varepsilon \text{ et } \Delta L_2 = c_{\varepsilon 2} L_2 \varepsilon$$

sont respectivement les déplacements horizontaux des pieds du mur de chaque bâtiment par rapport à leur plans initiaux (voir figure 3.26), $c_{\varepsilon 1} \leq 1$ et $c_{\varepsilon 2} \leq 1$ étant les coefficients de transmission de la déformation horizontale du sol aux bâtiments.

Finalement, la condition de désolidarisation entre deux constructions voisines vérifiant :

$$j_{1,2} \geq 0$$

conduit à la condition de la distance d'isolement initiale :

$$j_{1,2/0} \geq (p_1 H_1 + p_2 H_2) + \frac{\varepsilon(c_{\varepsilon 1} L_1 + c_{\varepsilon 2} L_2)}{2(1 - \varepsilon)} = \frac{L_1 H_1 + p_2 H_2}{2R_{\min}} + \frac{\varepsilon(c_{\varepsilon 1} L_1 + c_{\varepsilon 2} L_2)}{2(1 - \varepsilon)}$$

4. RECONNAISSANCE DE LA CONSTRUCTION EXISTANTE

L'intervention sur une construction existante exige d'une part une analyse approfondie de son état, les potentiels risques et limites ainsi que l'origine des dégradations, et d'autre part, une connaissance du fonctionnement, le mode d'entretien et des usagers.

En pratique, contrairement aux bâtiments neufs pour lesquels le dimensionnement est connu, il est malheureusement rare d'être en possession des informations précises et détaillées de la structure des constructions existantes, notamment des anciennes. Dans ce cas, des renseignements utiles à l'examen du comportement des bâtis permettront d'étudier finement les causes d'endommagement éventuelles afin d'identifier les défauts de mise en œuvre et de conception pouvant en être à l'origine. L'identification des défauts et l'analyse des conditions techniques relatives à l'amélioration du comportement de l'ouvrage, gouverneront ensuite le choix de décisions des travaux de modifications ou de renforcement sur les constructions existantes. Cette décision concerne aussi bien l'intensité de l'aléa pour laquelle on souhaite un bon comportement des ouvrages que le niveau d'endommagement correspondant de ce dernier.

4.1. Collecte d'informations

Prescriptions :

Compte tenu du fait que l'exécution des travaux de réhabilitation ou de renforcement peut entraîner la création de désordres, une étude de diagnostic est une étape importante permettant au maître d'ouvrage de hiérarchiser les propriétés d'investissement et de programmer les phasages de travaux. Pour pallier le manque de renseignements, la première analyse est axée sur la prise de connaissance de l'ouvrage, notamment par un premier examen visuel court et synthétique qui aborde tous les aspects du problème. Elle consiste par exemple en un relevé des dimensions, caractéristiques et techniques, stabilité, composition murs / planchers / couverture / charpente, état des matériaux, installation techniques, sondages.

Il s'agit ensuite d'examiner le positionnement des escaliers, la répartition des ouvertures en façade, la composition des charpentes et couvertures, la constitution des planchers ainsi que des installations dangereuses pour la sécurité des occupants telle que les réseaux de gaz, les dépôts de matière inflammable,... Dans certain cas, une étude spécifique plus approfondie du sol se révèle nécessaire pour éviter les phénomènes de tassement différentiel (cause de fissures et de décalage de niveaux entre des parties de l'édifice). Les travaux de réhabilitation doivent aussi s'inscrire dans un ensemble de réseaux (électricité, éventuellement eau ou gaz, et des évacuations) qui peuvent aussi conduire à intervenir lourdement sur les VRD (voiries réseaux divers).

Recommandations :

Les sources permettant d'analyser la vulnérabilité d'une construction existante vis-à-vis d'un affaissement de terrain sont variables et dépendent du projet. Pour aider l'ingénieur en charge d'une opération de collecte d'informations, nous recommandons dans ce qui suit une procédure qui comporte 5 étapes essentielles (voir Amir-Mazaheri *et al.*, 2010 [7] pour plus de détails) :

- La *première étape* consiste à *analyser des documents existants*. Il peut s'agir ici des documents ou des guides techniques (codes applicables à l'époque de la construction, données géotechniques, notes d'hypothèses, notes de calcul, plans de coffrage,...), des documents établis lors de la construction (permis de construire, date de mise en service, fiches de fabrication, tests sur les matériaux, plans d'exécution,...) et des enregistrements durant la vie de l'ouvrage (dossiers de maintenance ou de travaux modificatifs, rapports d'incidents).
- La *deuxième étape* se réfère à la *reconstitution des plans de coffrage* lorsque, même rare, ces derniers sont disponibles. Dans ce cas, il est important de prendre en compte les éventuelles modifications de la structure survenues depuis sa construction ou tout autre changement de l'usage du bâtiment.
- La *troisième étape* vise à faire un *état des lieux de la structure* dont l'objectif est de relever les dégradations visibles, susceptibles d'affecter l'intégrité de la structure principale et son comportement mécanique. Sur la base de ce relevé, la tenue du bâtiment dans le temps pourrait être appréhendée, notamment en prenant en compte des événements naturels surmontés (inondation, tempête, séisme, incendie,...).
- La *quatrième étape* repose sur l'analyse du *report de charges* dans l'usage actuel, ou prévu.
- La *cinquième et dernière étape*, consiste à *restituer le plan d'armatures* lorsque ce dernier est disponible pour s'assurer de leur conformité avec le bâtiment réel.

Il est également recommandé dans le respect des normes en vigueur de vérifier des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs, à l'aide des tests de caractérisation sur des échantillons représentatifs (compression du béton et traction de l'acier par exemple). Pour une valeur standard conforme à l'usage à l'époque de la construction, un nombre d'échantillons limité peut s'assurer de la validité de l'hypothèse. Au contraire, lorsqu'une démarche d'optimisation est envisagée pour tenir compte d'une valeur supérieure, un nombre de tests suffisant pour garantir la représentativité des échantillons et la constance de la caractéristique mécanique doit être effectué. Pour cela, il est possible de se référer aux normes européennes définissant les procédures d'essais et la détermination des coefficients de sécurité pour estimer le nombre d'essais (voir Amir-Mazaheri *et al.*, 2010 [7] pour plus de détails).

4.2. Localisation de la construction existante

Le phénomène d'affaissement de terrain modifie, par nature, l'organisation originelle du sol. Une topographie accidentée et un relief de terrain accusé peuvent avoir des conséquences amplifiées sur les constructions environnantes. Pour éviter des effets défavorables cumulés, les constructions sur lesquelles seront effectuées des modifications ou des renforcements, doivent être éloignées des zones susceptibles d'induire d'autres désordres potentiels telles que les zones de tête ou de pied des talus, des falaises ou zones de risbermes ou encore, si possible, les terrains en pente. En conséquence, des modifications ou renforcements de bâtiment **sont à proscrire** dans les conditions suivantes :

- La construction existante est proche d'un rebord de crête ou d'un pied de talus (ou d'une falaise) dont la pente est supérieure à 10 %. Cette zone de proximité est inférieure ou égale à trois fois la hauteur du talus ou de la falaise (figure 4.1).

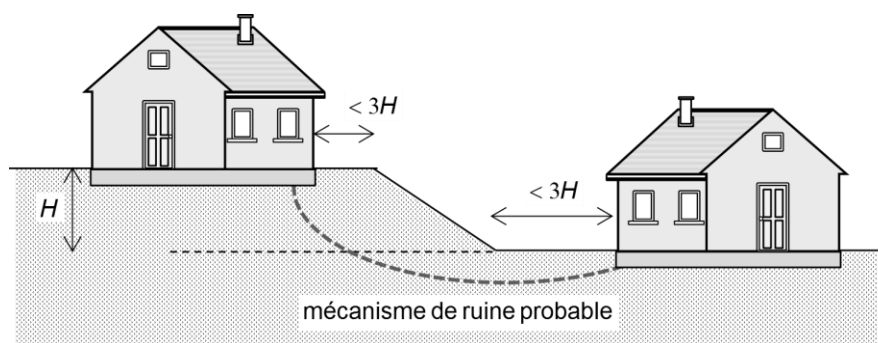


Figure 4.1 : construction existante à proximité des talus et à des falaises dont les pentes ne sont pas réputées stables

- La pente moyenne du terrain naturel est supérieure à 10 %. Au-delà de cette déclivité, le risque de changements des états d'équilibre des terres ou l'instabilité de surface de type éboulement de terrain, n'est plus maîtrisable vis-à-vis des affaissements miniers.

Recommandations :

Il est déconseillé de faire des modifications ou renforcements de bâtiment lorsque le niveau exceptionnel et conventionnel des eaux (correspondant au niveau des plus hautes eaux connues et/ou prévisibles) est supérieur au niveau bas du rez-de-chaussée de la construction.

5. TRAVAUX DE RÉHABILITATION

Les travaux de réhabilitation de bâtiments peuvent conduire à une augmentation de charges sur le sol d'assise et/ou à une perturbation de ces dernières. Ils peuvent aussi conduire à une modification de la raideur des éléments composant la structure.

On analyse dans ce qui suit les désordres susceptibles de se produire lors de la réhabilitation d'un bâtiment. Le processus de vérification consiste à comparer la capacité de résistance de la construction en cas des travaux précités, à la sollicitation induite par l'affaissement du terrain dont la pente a été limitée à 4%. Les capacités résistantes reflèteront donc l'aptitude du bâtiment à encaisser les efforts dus aux déformations horizontales du sol (traction ou compression) et les efforts engendrés par la mise en pente de ce dernier. À l'issue de ces analyses, des règles constructives permettant d'envisager de tels travaux sur les constructions existantes, sans que le risque soit significativement augmenté, seront proposées.

5.1. Modification des espaces sous la toiture

La modification des espaces sous la toiture peut consister à :

- dégager un espace habitable par la possibilité de supprimer certains éléments qui la composent (figure 5.1) :

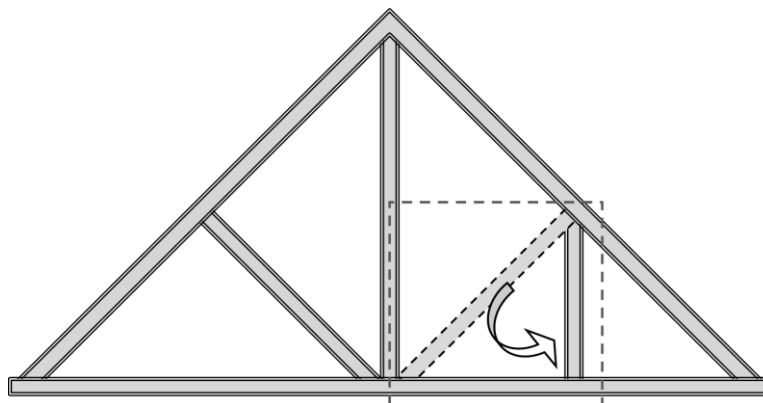


Figure 5.1 : exemple de dégagement d'un espace habitable sous la toiture

- ou dégager la charpente et abaisser le plancher (figure 5.2) :

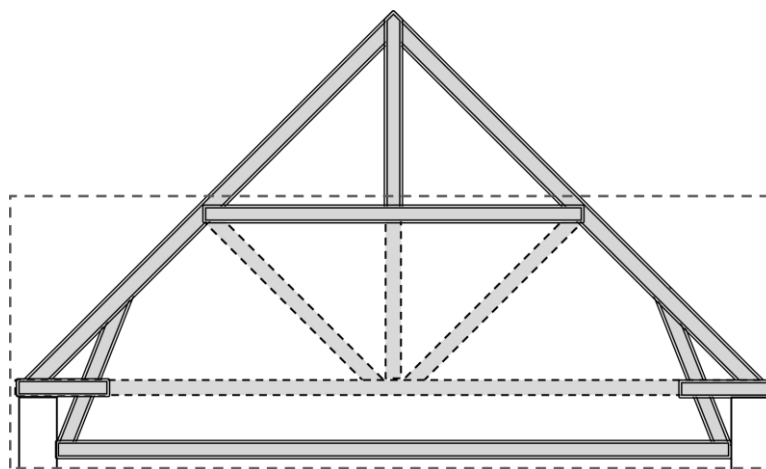


Figure 5.2 : exemple de dégagement de la charpente et d'abaissement du plancher

- ou encore, redresser la pente de la toiture (figure 5.3) :

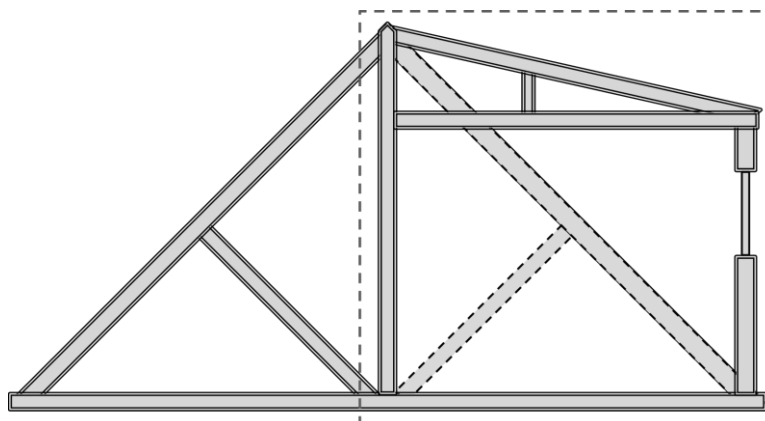


Figure 5.3 : exemple de redressement de la pente de la toiture

Bien que les toitures ne résistent pas à des déplacements différentiels imposés à leur base, elles ont cependant peu d'importance sur le comportement global du bâti en cas d'affaissement de terrain. L'absence ou la faiblesse des liaisons des murs à la toiture et aux diaphragmes de plancher, un défaut dans l'installation de toiture contreventée, une insuffisance de raideur dans son plan ou une toiture trop lourde, sont des facteurs contribuant principalement à la rupture d'une toiture (voir Zacek, 1996 [8] pour plus de détails). De ce point de vue, les dispositions de renforcement de la toiture sont à entreprendre avant toutes autres mesures plus importantes visant la structure principale. Elles permettent d'éviter la fragilité des éléments, souvent en bois, dont la chute représente un danger certain pour la sécurité des occupants et pourrait affecter la structure principale.

Prescriptions :

Quelques soit les modifications envisagées, la structure de toiture doit être fixée aux chaînages à des endroits qui ne sont pas déstabilisés par le report de charges ponctuelles, l'ancrage pouvant être réalisé à l'aide d'équerres ou sabots métalliques, ou de chevilles (voir figure 5.4 par exemple).

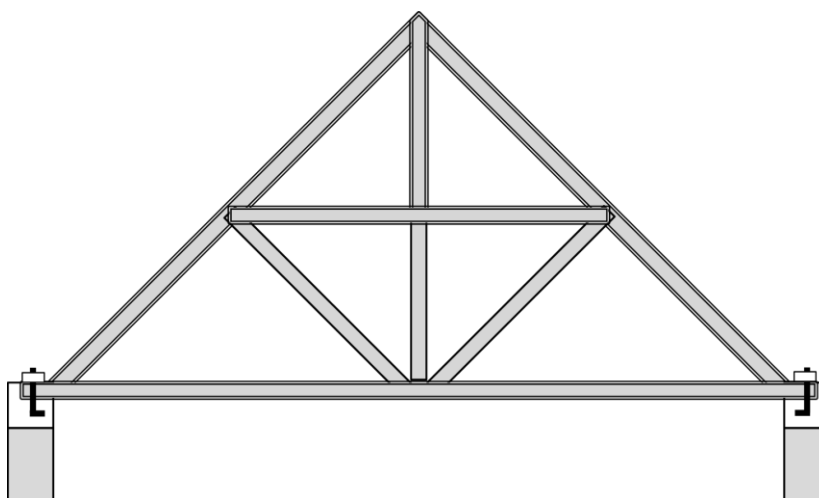


Figure 5.4 : exemple d'ancrage de la toiture dans les chaînages

La pente de la toiture doit tenir compte de la pente prévisible maximale de l'affaissement afin de continuer à assurer sa fonction d'étanchéité (définie en situation de concomitance du vent et de la pluie) et du clos et couvert. Il en découle qu'on doit prévoir une pente de toiture (cas d'un redressement de la pente de la toiture par exemple) au moins égale à la somme de la pente minimale admissible requise dans le DTU (correspondant au type de toiture retenu) et de la pente prévisible maximale due à l'affaissement de terrain du quartier concerné. Il faut ensuite mettre en place un écran de sous toiture dont la mise en œuvre est prévue dans le DTU de la série 40. Les écrans souples devront relever de la procédure d'Avis Technique en tant que procédé non traditionnel.

Dans le cas d'un remplacement de la couverture, les tuiles en ardoise ou en bandeaux bitumés et les couvertures en tuiles plates en terre cuite ou en béton, sont à proscrire pour assurer la fonction d'étanchéité en cas de concomitance vent/pluie lors d'un affaissement entraînant la mise en pente du bâtiment en dehors du plan d'écoulement de sa toiture.

En tenant en compte du risque d'effondrement sous accumulation d'eau, risque inhérent aux toitures en tôles d'aciers nervurées, les revêtements d'étanchéité sur support en tôles d'aciers nervurées sont à proscrire pour les pentes de toit inférieures à 3 %. De plus, les descentes d'eau pluviales doivent être prévues au minimum à chaque angle de la toiture afin d'assurer une évacuation de l'eau en cas de mise en pente du bâtiment, cette dernière étant prise égale à la pente maximale prévisible de l'affaissement plus 1 % au minimum. Dans ce cas, les gouttières et les descentes d'eau doivent être dimensionnées selon le DTU 60.11 et la norme EN 12056, en fonction de la plus grande surface « mouillée » de la toiture.

Recommandations :

Lors d'un remplacement d'une couverture en tuiles mécaniques, les couvertures en tuiles de terre cuite à emboîtement ou à glissement à relief ou en tuiles béton à glissement et à emboîtement longitudinal, sont recommandées. Il est également recommandé de disposer une descente d'eau à chaque extrémité de gouttière.

Pour des travaux d'étanchéité des toitures sur éléments porteurs en maçonnerie ou en béton, la réalisation d'acrotères bas (hauteur maximale de 10 cm) revêtus d'étanchéité jusqu'à l'arête extérieure est à préférer aux acrotères hauts.

5.2. Surélévation de la construction existante

Il s'agit en général des travaux d'extension en hauteur d'un bâtiment en vue d'augmenter la surface habitable, sans modifier l'emprise au sol. Ces travaux conduisent à une augmentation de la hauteur de bâtiment d'une part, à une augmentation et une redistribution de charges sur le sol d'autre part.

Prescriptions générales :

La surélévation du bâtiment est une intervention très complexe. Elle doit être réalisée par des professionnels experts du métier.

Avant toute intervention de surélévation sur la construction existante, il est nécessaire d'étudier au préalable avec une attention particulière : la capacité portante du sol d'assise, des fondations et de la superstructure; et les conséquences éventuelles dus aux changements de l'état d'équilibre ainsi qu'aux reports de charges sur les éléments structuraux. Par exemple, pour vérifier la stabilité (basculement) des ouvrages élancés, il est possible de supposer qu'à partir d'un report de charges d'environ 20% sur les fondations surcomprimées, l'ouvrage est susceptible de basculer par poinçonnement du sol. Ce report de charge peut être évalué à partir de l'inclinaison maximale de la pente d'affaissement, par adjonction d'un

effort latéral supplémentaire appliqué à la construction qui induit un moment à équilibrer au niveau des fondations.

En général, la surélévation du bâtiment conduit à refaire à neuf ou à modifier la toiture initiale. Dans ce cas, la construction de la nouvelle toiture doit respecter les prescriptions et recommandations décrites au paragraphe 5.1.

5.2.1. Distance d'isolement entre bâtiments

L'augmentation de la hauteur du bâtiment par la surélévation nous amène à nous interroger d'abord sur la distance d'isolement entre des bâtiments existants. Dans cette configuration (figure 5.5), la distance d'isolement entre deux bâtiments voisins vérifie :

$$j_{1,2/0} \geq (p_1 H_1 + p_2 (H_2 + \Delta H_2)) + \frac{\varepsilon (c_{\varepsilon 1} L_1 + c_{\varepsilon 2} L_2)}{2(1 - \varepsilon)}$$

où :

- $j_{1,2/0}$: distance d'isolement initiale entre deux bâtiments ;
- H_1 et H_2 : hauteurs des bâtiments ;
- ΔH_2 : augmentation de la hauteur du bâtiment 2 par la surélévation ;
- L_1 et L_2 : longueurs des bâtiments ;
- p_1 et p_2 : inclinaisons des bâtiments par rapport à leur plans verticaux initiaux ;
- ε : déformation horizontale du sol ;
- $c_{\varepsilon 1} \leq 1$ et $c_{\varepsilon 2} \leq 1$: coefficients de transmission de la déformation horizontale du sol aux bâtiments.

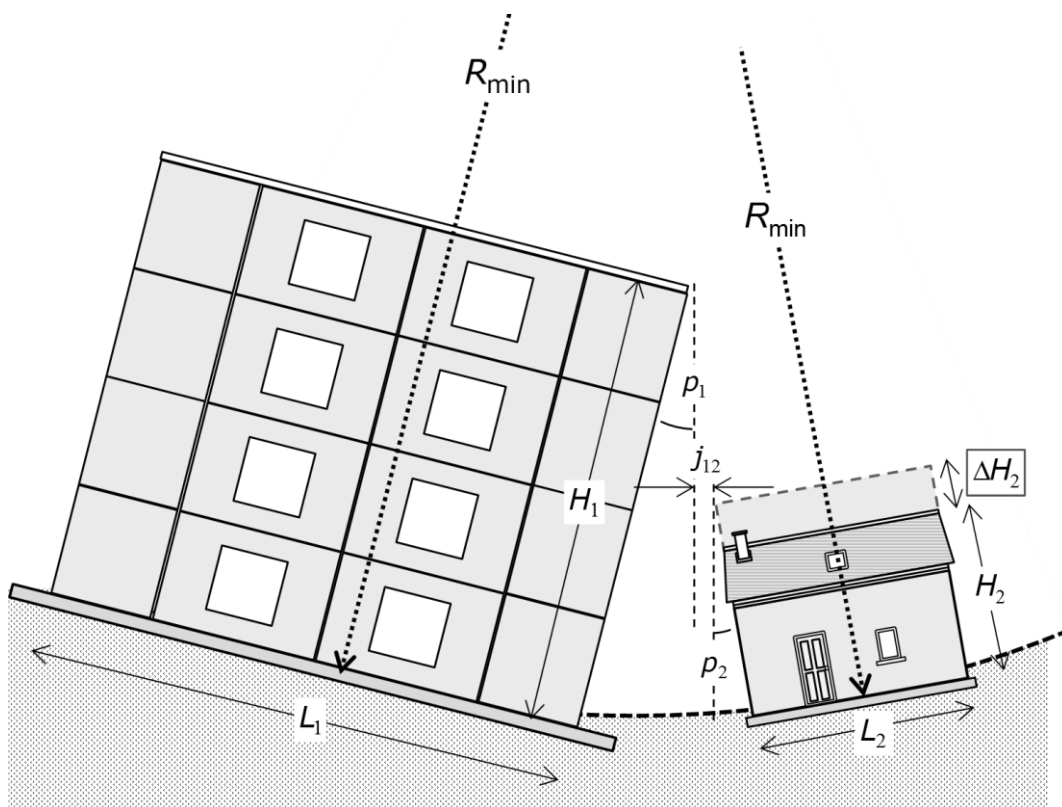


Figure 5.5 : diminution de la distance d'isolement engendrée par la surélévation

Tenant compte du fait que, dans tous les cas, $p_1 \leq p_{\max}$, $p_2 \leq p_{\max}$ et $\varepsilon \leq \varepsilon_{\max}$, pour se placer du côté de la sécurité, la condition de désolidarisation entre deux constructions voisines conduit à la limite de hauteur de surélévation :

$$\Delta H_2 \leq \left(j_{1,2/0} - \frac{\varepsilon_{\max}(L_1 + L_2)}{2(1 - \varepsilon_{\max})} \right) \frac{1}{p_{\max}} - (H_1 + H_2)$$

dans laquelle p_{\max} et ε_{\max} sont respectivement la pente prévisible maximale et la déformation horizontale prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné. Dans le cas où la limite de hauteur de surélévation devient négative, par manque de distance d'isolement par exemple, la surélévation est donc interdite.

Prescriptions :

En résumé, la hauteur de surélévation d'une construction existante doit respecter les conditions suivantes :

$$0 \leq \Delta H \leq \frac{j_0}{p_{\max}} - (H + H_{\text{voisine}}) - \frac{\varepsilon_{\max}(L + L_{\text{voisine}})}{2p_{\max}(1 - \varepsilon_{\max})}$$

où :

- j_0 : distance d'isolement entre deux constructions ;
- H : hauteur initiale de la construction sur laquelle la surélévation est envisagée ;
- L : longueur initiale de la construction sur laquelle la surélévation est envisagée ;
- H_{voisine} : hauteur de la construction voisine ;
- L_{voisine} : longueur de la construction voisine ;
- p_{\max} : pente prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné ;
- ε_{\max} : déformation horizontale prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné.

5.2.2. Surélévation de la toiture

La surélévation de la toiture, qui peut être partielle (figure 5.6(a)) ou totale (figure 5.6(b)), a essentiellement pour but d'aménager des combles pour permettre un volume habitable plus important.

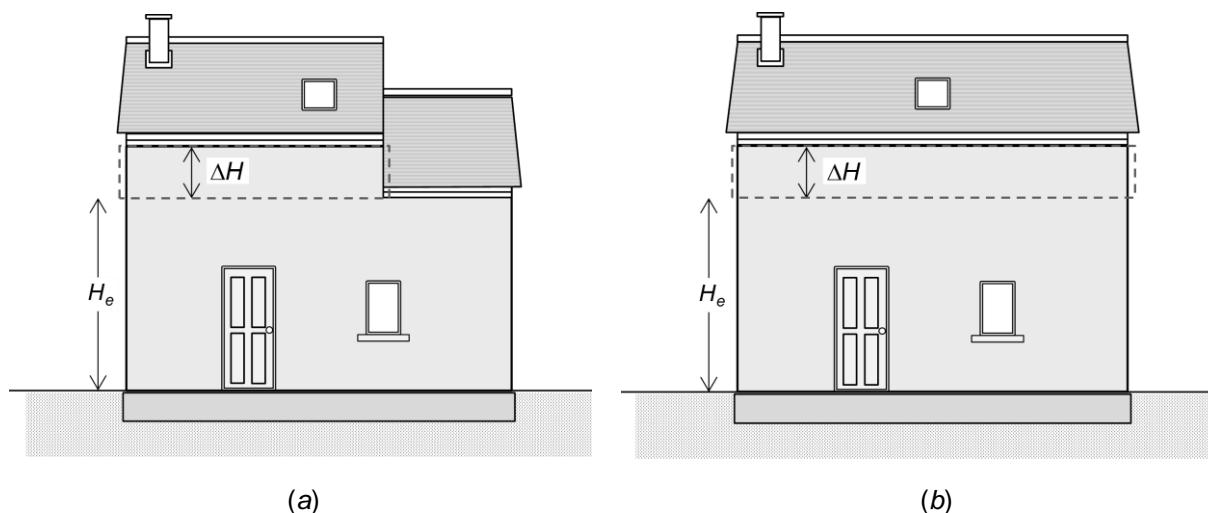


Figure 5.6 : exemple de la surélévation (a) partielle et (b) entière d'une toiture

Prescriptions :

Compte tenu du fait que des concentrations de contraintes deviennent significatives lorsque les deux corps du bâtiment sont de hauteurs très différentes (irrégularité en élévation), l'augmentation de la hauteur ne doit pas dépasser 20% de la hauteur d'étage sur lequel la surélévation de la toiture est envisagée. Plus précisément :

$$\frac{\Delta H}{H_e} \leq 0,2$$

où H_e et ΔH sont respectivement la hauteur de l'étage et l'augmentation de la hauteur de ce dernier.

Recommandations :

La surélévation de la toiture conduit à une augmentation de la hauteur des murs de façade. Il est donc recommandé de les renforcer et d'éviter les ouvertures qui présentent les risques de concentration de contraintes importants au niveau de ses angles.

5.2.3. Surélévation d'un niveau

La surélévation d'un niveau peut s'agir de l'ajout d'un espace supplémentaire accessible depuis l'intérieur (une nouvelle chambre par exemple – figure 5.7(a)) ou d'un espace indépendant dont l'accès peut être à l'extérieur (un appartement par exemple – figure 5.7(b)). Ces deux figures représentent également des augmentations et redistributions de charges sur le sol ainsi que les sollicitations supplémentaires induites par des mouvements d'affaissement du terrain.

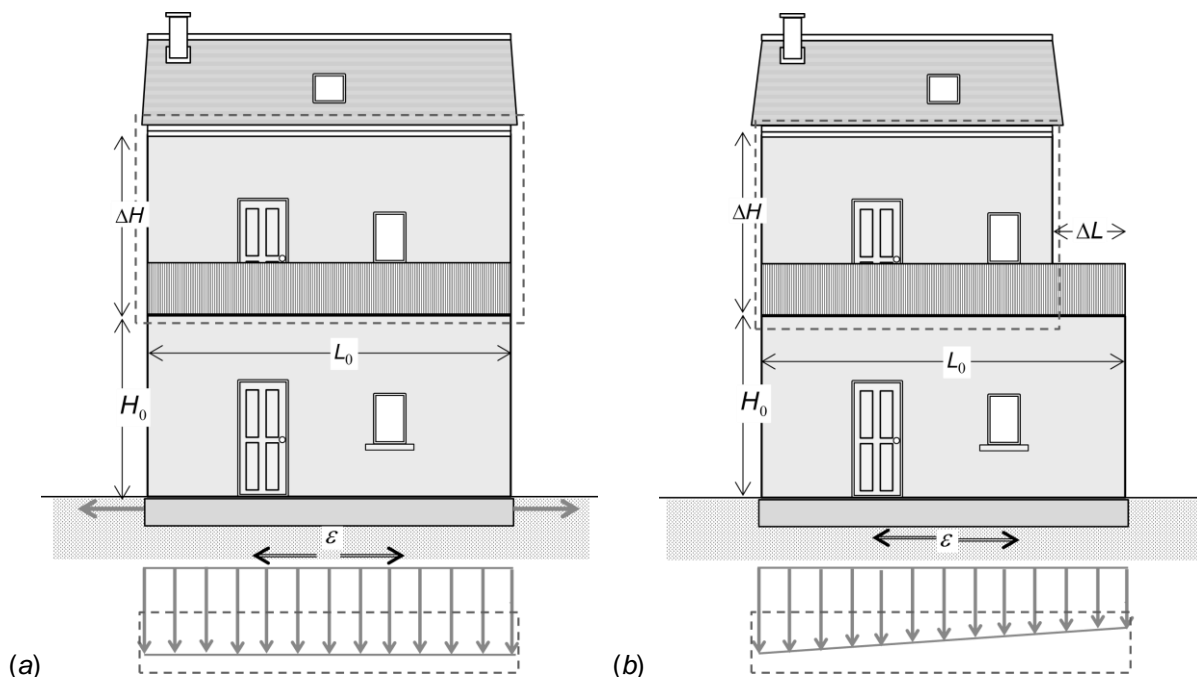


Figure 5.7 : exemple de la surélévation (a) entière et (b) partielle d'un niveau

Il est bien connu que les efforts de frottement agissant sur la surface de contact fondation-sol d'assise dépendent de la contrainte verticale sur la surface de frottement. Il en résulte que l'augmentation du poids de bâtiment par la surélévation conduira à une augmentation des efforts de frottement sur la fondation. Dans le cas où la contrainte verticale n'est pas transmise à la surface de frottement de manière uniforme, les efforts de frottement peuvent provoquer des effets de torsion non négligeables.

Prescriptions :

En pratique, la surélévation d'un niveau correspond à une nouvelle construction au-dessus de la construction existante, avec différentes modifications de cette dernière. La structure du nouvel étage doit avoir la forme compacte et simple d'un parallélépipède dont la hauteur est inférieure à celle de l'étage inférieur et le rapport longueur/largeur est compris entre 1 et 2.

Le bâtiment après surélévation ne doit pas comporter de porte-à-faux (figure 5.8) ou d'avancée de plancher supérieur soutenu par un poteau (figure 5.9). En effet, la configuration de porte-à-faux entraîne un déplacement du centre de gravité vers une des façades, ce qui peut créer ensuite un risque de basculement d'ensemble sous l'effet de la mise en pente du terrain.

Depuis l'étage inférieur jusqu'au nouvel étage, les éléments structuraux doivent être correctement alignés et superposés afin de permettre un comportement le plus homogène possible de la structure. En particulier, si des éléments risquent de perturber son comportement (cage d'escalier par exemple), il faut les concevoir au centre de l'ouvrage (Kwiatek, 1998, [9]).

Les escaliers doivent être conçus au centre de l'ouvrage dans le cas où un escalier intérieur est envisagé, et avec un joint de désolidarisation entre la cave et la superstructure dans le cas de l'escalier extérieur. De plus, les escaliers maçonnés, les escaliers sur voûte sarrasine ainsi que des marches prévues en console dans les murs sont à proscrire.

Du fait de l'inclinaison du bâtiment lors de l'affaissement et des sollicitations induites sur la souche, les cheminées doivent systématiquement être pourvues de raidisseurs métalliques situés à chaque angle du terminal (les souches peuvent également être munies de haubanage). Les conduits de fumée doivent être adossés aux murs intérieurs sans affaiblir leurs sections résistantes. À l'intérieur de la construction, les conduits doivent être liaisonnés à la charpente et à chaque plancher par des attaches métalliques.

Recommandations :

Des matériaux légers et résistants (métal, bois par exemple) sont mieux adaptés que les matériaux lourds, tant pour la toiture que pour la superstructure.

Afin de réduire l'élançement des souches, il est fortement recommandé d'implanter les cheminées à proximité du faîtage (notamment en cas de forte inclinaison de la toiture).

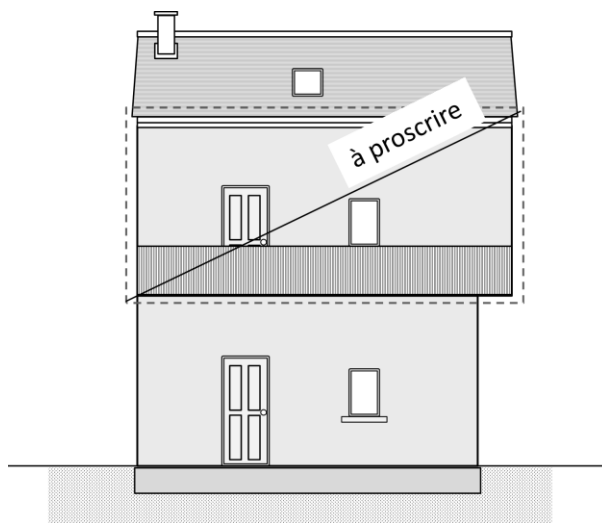


Figure 5.8 : exemple du porte-à-faux engendré par la surélévation d'un niveau (à proscrire)

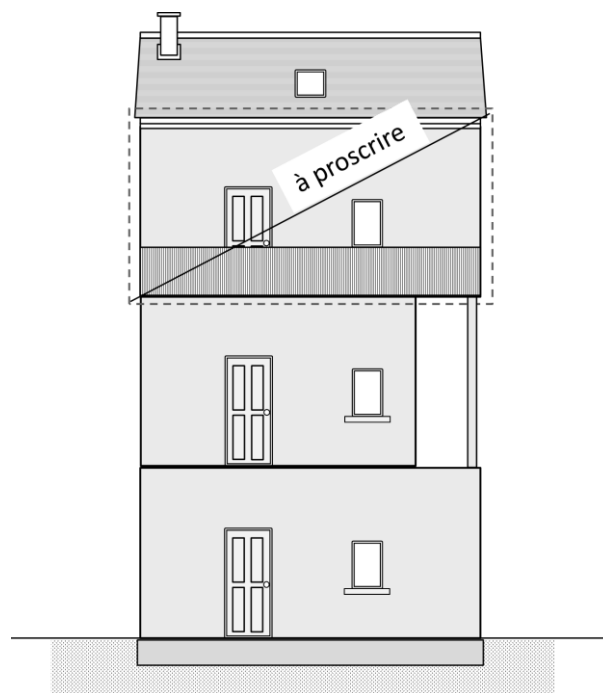


Figure 5.9 : exemple de l'avancée de plancher supérieur soutenu par un poteau (à proscrire)

5.3. Extension latérale liée

Il s'agit d'élargir l'emprise au sol du bâtiment. L'accroche de l'extension sur l'existant exige une réflexion sur le choix de la forme, des matériaux à utiliser et des ouvertures. Ces travaux conduisent à :

- une emprise au sol de bâtiment plus importante ;
- une redistribution de charges sur le sol qui représente un risque de tassement différentiel ;
- une nouvelle fondation liée.

5.3.1. Localisation de la construction existante

Prescriptions :

L'extension de la construction ne doit pas être proche d'un rebord de crête et d'un pied de talus (ou d'une falaise) dont la pente est supérieure à 10 %. Cette zone de proximité s'étend jusqu'à une distance égale à trois fois la hauteur du talus ou de la falaise (figure 5.10).

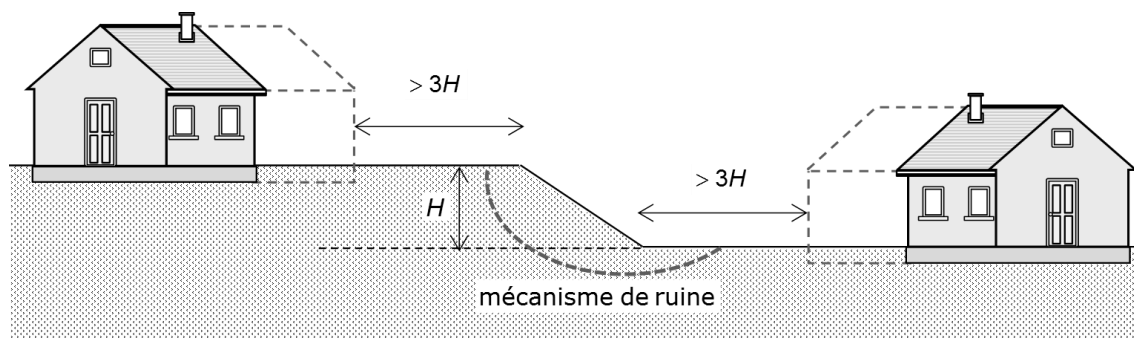


Figure 5.10 : implantation de la partie d'extension du bâtiment par rapport à des talus et à des falaises dont les pentes sont réputées stables

5.3.2. Distance d'isolement entre bâtiments

L'augmentation de la longueur (resp. la largeur) du bâtiment par l'extension latérale liée vers la construction voisine peut conduire à une diminution de la distance d'isolement entre ces constructions (voir figure 5.11). Dans cette configuration, la distance d'isolement entre deux bâtiments voisins vérifie :

$$j_{1,2/0} \geq (\rho_1 H_1 + \rho_2 H_2) + \Delta L_2 \frac{2(1-\varepsilon) + \varepsilon c_{\varepsilon 2}}{2(1-\varepsilon)} + \frac{\varepsilon(c_{\varepsilon 1} L_1 + c_{\varepsilon 2} L_2)}{2(1-\varepsilon)}$$

où :

- $j_{1,2/0}$: distance d'isolement initiale entre deux bâtiments ;
- H_1 et H_2 : hauteurs des bâtiments ;
- ΔL_2 : augmentation de la longueur du bâtiment 2 par l'extension latérale liée ;
- L_1 et L_2 : longueurs des bâtiments ;
- ρ_1 et ρ_2 : inclinaisons des bâtiments par rapport à leur plans verticaux initiaux ;
- ε : déformation horizontale du sol ;
- $c_{\varepsilon 1} \leq 1$ et $c_{\varepsilon 2} \leq 1$: coefficients de transmission de la déformation horizontale du sol aux bâtiments.

Tenant compte du fait que $\rho_1 \leq \rho_{\max}$, $\rho_2 \leq \rho_{\max}$ et $\varepsilon \leq \varepsilon_{\max}$, pour se placer du côté de la sécurité, la condition de désolidarisation entre deux constructions voisines conduit à la limite de longueur d'extension :

$$\Delta L_2 \leq \frac{2(1-\varepsilon)}{2-\varepsilon} \left[j_{1,2/0} - \rho_{\max}(H_1 + H_2) - \frac{\varepsilon_{\max}(L_1 + L_2)}{2(1-\varepsilon_{\max})} \right]$$

dans laquelle ρ_{\max} et ε_{\max} sont respectivement la pente prévisible maximale et la déformation prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné. Dans le cas où la limite de longueur d'extension latérale liée devient négative, par manque de distance d'isolement par exemple, l'extension latérale liée est interdite.

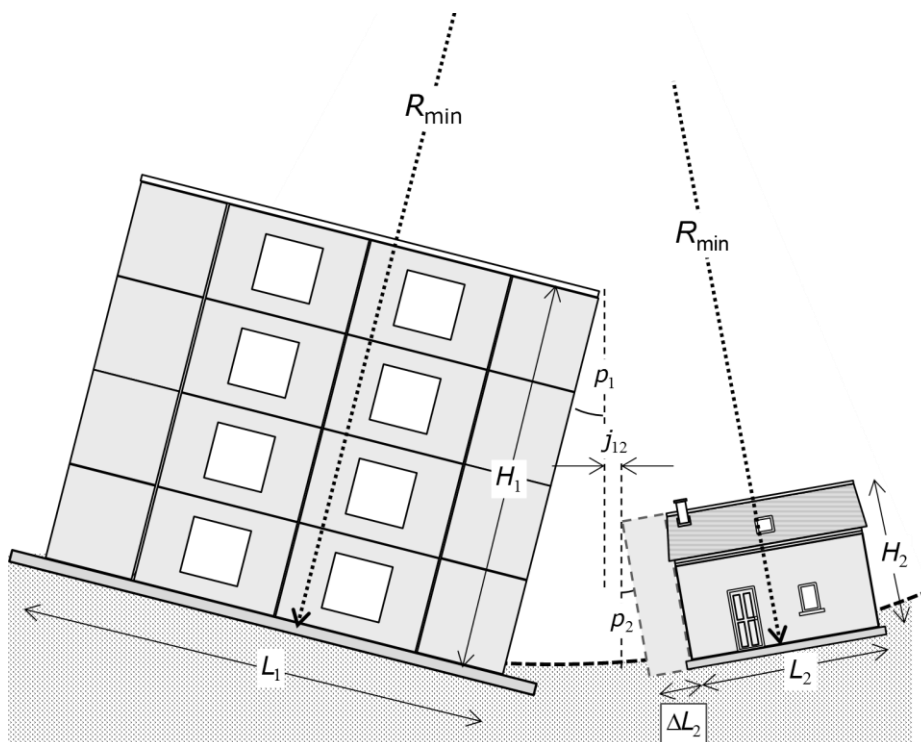


Figure 5.11 : diminution de la distance d'isolement engendrée par l'extension latérale liée

Prescriptions :

En résumé, la longueur d'extension latérale liée d'une construction existante doit respecter les conditions suivantes :

$$0 \leq \Delta L \leq \frac{2(1 - \varepsilon_{\max})}{2 - \varepsilon_{\max}} \left[j_0 - \rho_{\max}(H + H_{\text{voisine}}) - \frac{\varepsilon_{\max}(L + L_{\text{voisine}})}{2(1 - \varepsilon_{\max})} \right]$$

où :

- j_0 : distance d'isolement entre deux constructions ;
- H : hauteur de la construction sur laquelle l'extension est envisagée ;
- L : longueur de la construction sur laquelle l'extension est envisagée ;
- H_{voisine} : hauteur de la construction voisine ;
- L_{voisine} : longueur de la construction voisine ;
- ρ_{\max} : pente prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné ;
- ε_{\max} : déformation horizontale prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné.

5.3.3. Extension du rez-de-chaussée

Le cas de l'extension du rez-de-chaussée est relativement courant. Elle augmente la surface et modifie la forme initiale de l'emprise au sol. Pour diminuer le risque lié au phénomène de distorsion, on essaiera de concevoir une structure dont la forme au sol se rapproche le plus possible du carré.

Prescriptions :

Lorsque l'extension est faite dans la direction de la longueur (figure 5.12 par exemple), cette augmentation doit respecter la condition :

$$\Delta L \leq 2B - L$$

dans laquelle B , L et ΔL sont respectivement la largeur, la longueur et l'augmentation de cette dernière.

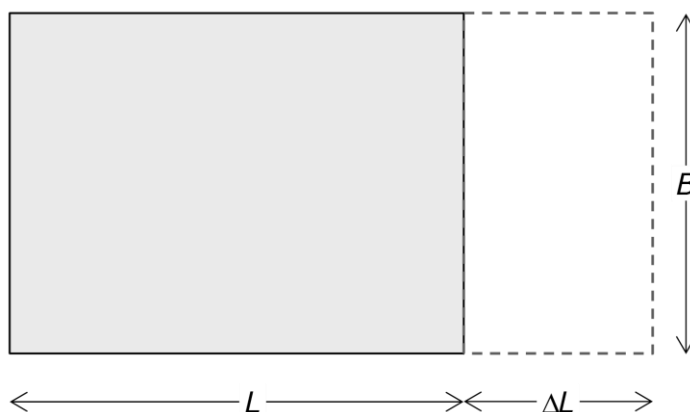


Figure 5.12 : exemple de l'augmentation de la longueur

Similairement, les conditions dans lesquelles l'extension peut être faite dans la direction de la largeur s'écrivent :

$$\frac{L}{2} - B \leq \Delta B \leq L - B$$

où ΔB désigne l'augmentation de la largeur (figure 5.13).

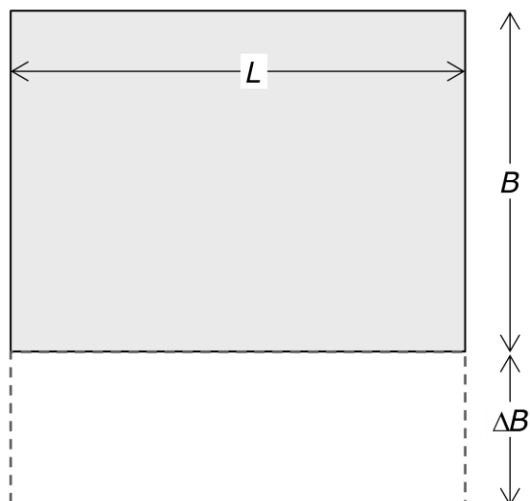


Figure 5.13 : exemple de l'augmentation de la largeur

Dans la direction verticale, toutes les anciennes et nouvelles fondations doivent être réalisées sur un même plan, aucun décrochement vertical n'est permis. Dans la mesure du possible, les charges seront réparties au mieux sur l'ensemble des fondations pour que la contrainte du sol soit la plus homogène possible (voir figure 5.14).

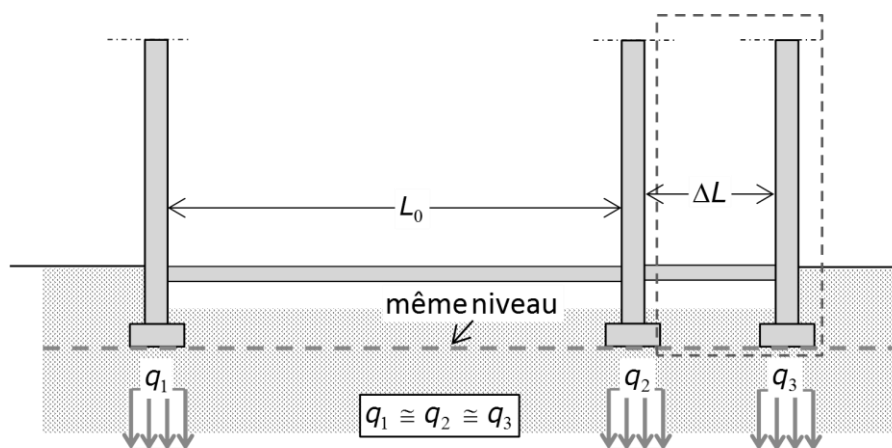


Figure 5.14 : plan d'assise des fondations

Dans le plan horizontal, les anciennes et nouvelles fondations doivent être filantes et constituer un système homogène. Dans le cas où les nouvelles fondations sont isolées, elles doivent être reliées aux anciennes par un réseau de longrines intérieures et périphériques rendant l'ensemble rigide dans les deux directions de son plan principal et interdisant tout déplacement relatif (voir figure 5.15 par exemple). Ces longrines doivent être solidarisiées des fondations par scellement des armatures.

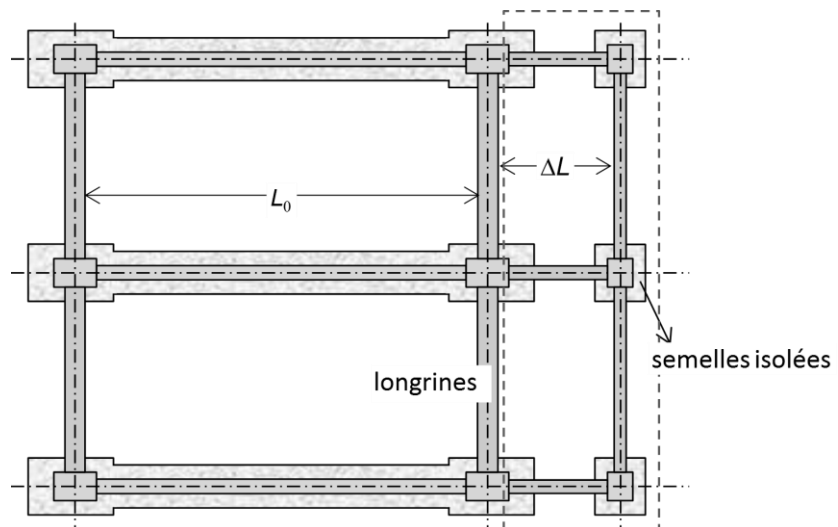


Figure 5.15 : exemple de liaisonnement des fondations isolées

5.3.4. Extension par l'étage supérieur

Elle est envisageable dans le cas où la longueur (resp. la largeur) de l'étage supérieur est plus petite que celle de l'étage inférieur.

Prescriptions :

L'extension par l'étage supérieur ne peut, en aucun cas, créer un porte-à-faux ou de l'avancée d'un plancher soutenu par poteaux, ce qui correspond à la condition suivante :

$$L_1 + \Delta L \leq L_0$$

où L_0 et L_1 sont respectivement les longueurs (resp. les largeurs) de l'étage inférieur et supérieur tandis que ΔL désigne l'augmentation de la longueur (resp. la largeur) de l'étage supérieur (voir figure 5.16).

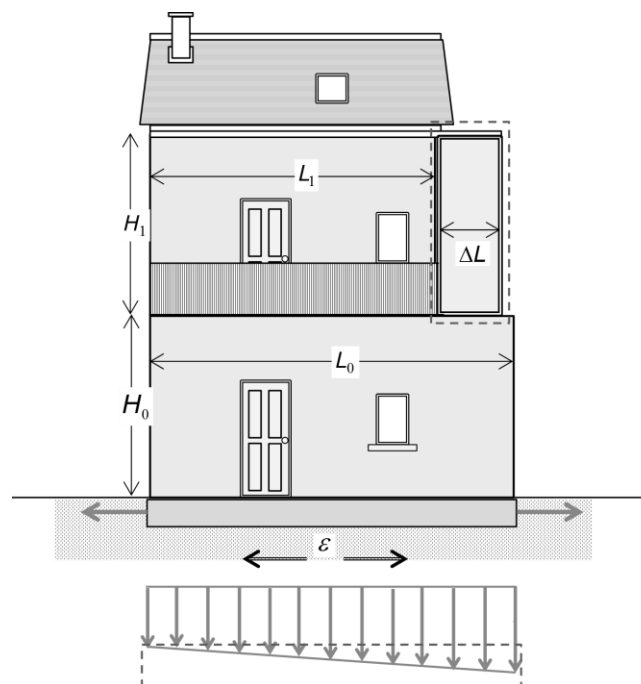


Figure 5.16 : exemple de l'extension par l'étage supérieur

5.3.5. Construction avec sous-sol

Pour assurer une meilleure distribution des sollicitations dans l'ossature en faisant participer tous les éléments, les parties enterrées devront reposer sur un même plan horizontal (voir également : Neuhaus, 1965 [10]; Soots, 1969 [11]; Whittaker et Reddish, 1989 [12]; ICE, 1977 [13]). Cependant, dans le cas de bâtiments avec sous-sol, une extension latérale liée peut créer un décrochement au niveau du sol (voir figure 5.17 par exemple). Il en résulte que la partie d'extension peut se trouver en position « porte-à-faux », ce qui ne permet pas un comportement homogène de la structure.

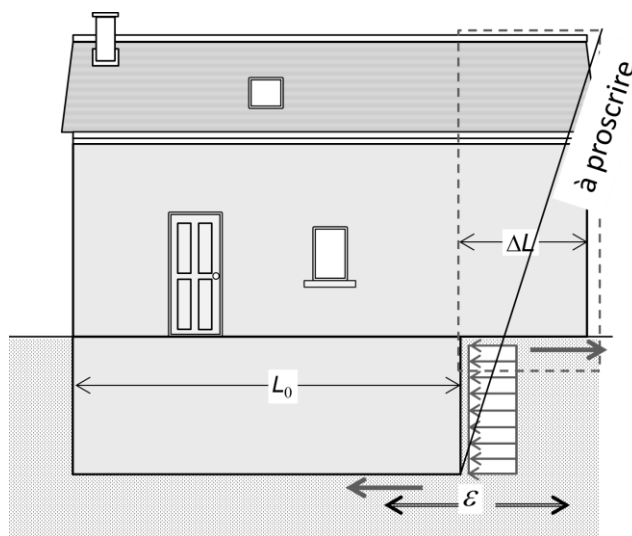


Figure 5.17 : exemple de sollicitations supplémentaires sur la partie enterrée à proscrire

Prescription :

L'extension latérale d'un bâtiment disposant d'un sous-sol, est à proscrire.

5.4. Modification du système porteur

Un système porteur est destiné à supporter l'ensemble des charges des étages supérieurs telles que celles des planchers et de la toiture d'un bâtiment. Lors d'une réorganisation des pièces ou une création des espaces de vie plus ouverts, une modification du système porteur peut se révéler très délicate selon sa composition (matériau) et ce qu'il y a à l'intérieur (de la plomberie, des installations électriques,...). Cette intervention peut avoir des conséquences non négligeables sur la capacité portante des éléments composant la structure d'une part, sur l'équilibre de tout le bâtiment d'autre part. Cependant, un remplacement d'un élément défaillant par un autre identique ou de meilleure capacité portante va dans le sens de la sécurité.

Prescriptions générales :

Lors d'une intervention sur un élément structural du système porteur, les éléments qui viendront remplacer la portance de la partie modifiée doivent être déterminés et vérifiés.

5.4.1. Percement des murs porteurs

En général, un mur porteur est d'épaisseur supérieure à 15 cm. L'ouverture d'un mur pour créer une baie vitrée, une porte ou une fenêtre permet de gagner en luminosité.

Prescriptions :

Il est interdit de percer un mur de contreventement conçu pour résister aux actions horizontales.

5.4.2. Percement des façades lourdes

Prescriptions :

Les ouvertures, portes et fenêtres, amèneront à des concentrations de contraintes en cas d'affaissement de terrain. Dans le cas où un percement du mur de façade est envisagé pour créer des ouvertures, ces ouvertures doivent être aussi petites que possible. Elles doivent être espacées horizontalement au minimum de 1,5 m, éloignées des angles et placées afin de conserver des pans de murs de largeur minimum de 1,5 m (voir figure 5.18 par exemple).

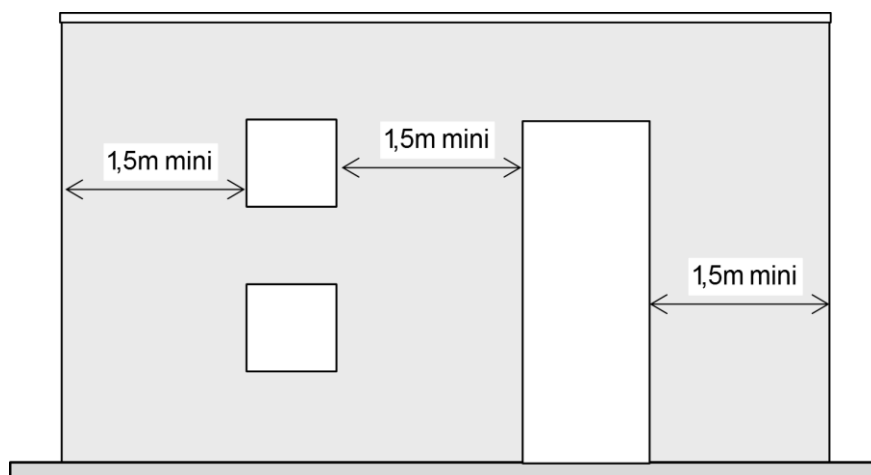


Figure 5.18 : exemple de création des ouvertures

L'aire totale des ouvertures doit être inférieure à 30 % de l'aire de la façade. Ces ouvertures doivent également être encadrées par des chaînages (voir figure 5.19 par exemple) pour limiter la formation de fissures diagonales dans les trumeaux et les tractions qui se développent dans les angles. Les linteaux doivent être aux mêmes hauteurs.

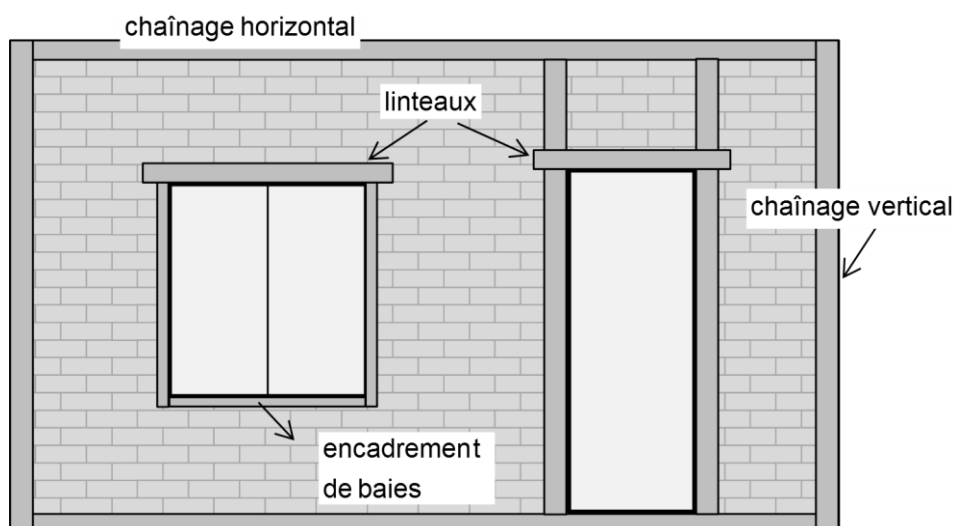


Figure 5.19 : exemple d'encadrements des ouvertures

Recommandations :

Afin de limiter des effets indésirables, il est recommandé de créer des baies qui sont superposées (voir figure 5.20 par exemple).

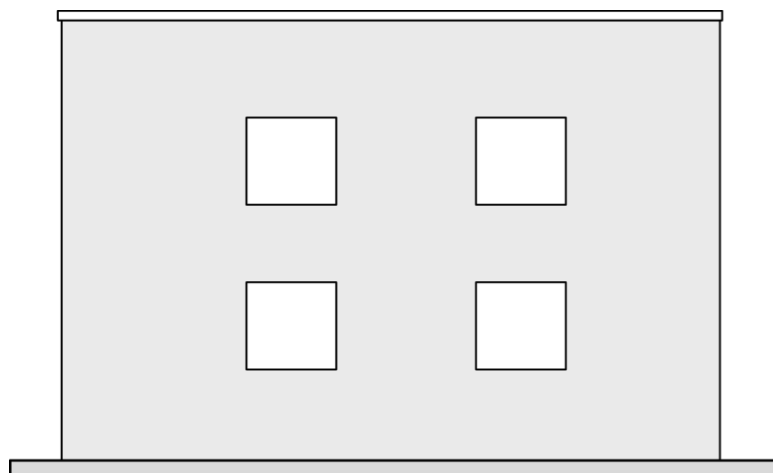


Figure 5.20 : exemple des ouvertures superposées

5.5. Changement de destination

Le changement de destination consiste à faire passer une construction, en totalité ou en partie, d'une utilisation à une autre. Il peut conduire à :

- une modification de la charge d'exploitation appliquée,
- une nouvelle exigence de l'évacuation et de la sécurité des occupants,

ce qui nécessitera ensuite une vérification complète de la stabilité de la structure en fonction de ces modifications et nouvelles exigences.

Dans le cas où le changement de destination est accompagné de travaux modifiant des structures porteuses, il peut être considéré comme un changement du système porteur. Au contraire, si le changement de destination s'effectue avec des travaux d'aménagement intérieur légers, il est proposé d'appliquer différentes dispositions sur les éléments non structuraux pour que les conséquences vis-à-vis de l'affaissement du terrain soient maîtrisées. Ces dispositions sont présentées ci-après.

5.6. Travaux éventuels sur des éléments non structuraux

En général, des travaux sur les constructions existantes peuvent amener à ajouter ou modifier des éléments non structuraux, par exemple : la modification du volume à l'intérieur par ajout des cloisons, l'utilisation des façades légères pour la partie d'extension latérale liée, ou des interventions sur des réseaux, ...

Lors d'un affaissement de terrain, les éléments non structuraux peuvent être mis en charge par l'ossature porteuse qui se déforme, notamment dans le cas des ossatures flexibles. Ces éléments, sans fonction porteuse et rigides, peuvent alors devenir provisoirement porteurs et risquer de subir des dommages importants s'ils ne sont pas conçus ou renforcés pour résister à ces charges. Ainsi, les dispositions qui suivent, permettent à ces éléments de ne pas avoir d'incidence sur le comportement de la structure et de maintenir leur fonction. Ils sont prescrits pour le respect de l'intégrité du bâtiment au niveau de la structure, du clos et couvert, des réseaux d'eaux et des corps d'état secondaires. Les corps d'état techniques tels que le chauffage, la VMC, l'électricité ne sont pas visés par l'étude.

5.6.1. Menuiseries extérieures

Pour éviter les désordres résultant de la déformation du gros œuvre, il y a lieu de permettre un déplacement relatif entre le gros œuvre et la menuiserie. Un principe général consiste à réserver des jeux suffisants

selon les niveaux d'endommagement prévisibles. Cela peut aller de pattes équerres avec trous de fixation oblongs jusqu'à des dispositions spécifiques détaillées ci-après.

Prescriptions :

Il est nécessaire de limiter la taille des fenêtres (côté inférieur à 1,5 m) et les prévoir de format sensiblement carré ($0,9 \leq \text{hauteur/largeur} \leq 1,1$) ; tout élançement prononcé pouvant être préjudiciable quelles que soient les dispositions constructives envisagées. Cela conduit à exclure des ouvrants coulissants qui sont souvent de grandes dimensions et qui par ailleurs présentent un cadre dormant de faible rigidité. De plus, les dispositions d'étanchéité doivent être adaptées pour conserver leur intégrité. En conséquence, toute étanchéité par mastic est à exclure.

Recommandations :

Peuvent être envisagés pour les habitations, les ouvrants à la française et les ouvrants oscillo-battants; pour les locaux d'activité et les petits établissements recevant du public, d'autres types d'ouvrants tels que ouvrants à l'italienne ou basculants.

Un moyen de désolidariser la menuiserie du gros œuvre peut consister à suspendre le cadre dormant de la menuiserie au linteau et à maintenir les 3 autres côtés dans des précadres en U, préservant à la fois la reprise des efforts de vent, et le libre déplacement. Le jeu entre la rive du cadre dormant et le fond du profil U correspondant au déplacement prévisible du gros œuvre dans son plan est environ de 20 mm pour une baie de 1,5 m de côté. Cette disposition oblige à une conception spécifique des cadres dormants liés au gros œuvre, pour autoriser la reprise du poids du vantail en traverse basse non calée et la transmission en rive supérieure.

Il est également possible d'envisager la mise en place, entre le précadre en U et le dormant, de bandes de mousse imprégnées pré-comprimées ou non sur une largeur de l'ordre de 20 mm. En traverse basse de la baie, il est conseillé de prévoir un drainage du précadre avec une bavette rejet d'eau qui facilitera la pose de la menuiserie en tableau.

5.6.2. Cloisons de distribution intérieure

Les cloisons de distribution intérieure, sans fonction porteuse ou de contreventement, sont en général très flexibles. En cas d'affaissement de terrain, la détérioration des cloisons délimitant les couloirs d'évacuation ou les cages d'escalier, est due à leur mise en charge par l'ossature déformée.

5.6.2.1. Cloisons en maçonnerie

Prescriptions :

Pour les cloisons dont l'épaisseur e est supérieure à 10 cm, la superficie entre raidisseurs S doit être limitée à 20 m^2 et la diagonale d à 50 fois l'épaisseur. S'agissant des cloisons dont l'épaisseur est inférieure ou égale à 10 cm, la superficie entre raidisseurs doit être limitée à 14 m^2 , la plus grande dimension ne doit pas excéder 5 m et la diagonale doit être inférieure à 100 fois l'épaisseur brute (voir figure 5.21 pour plus de détails).

Les cloisons régissant sur la hauteur d'étage doivent être rendues solidaires de la sous face du plancher supérieur pour éviter leur déversement. Les cloisons, n'atteignant pas le plafond (figure 5.22 par exemple), doivent être encadrées par des éléments en béton armé, métal ou bois, solidarisés entre eux et liés au gros œuvre, de sorte qu'elles ne présentent pas de bords libres.

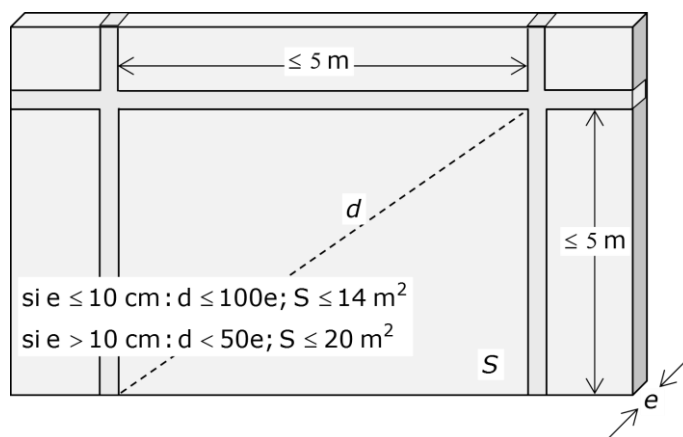


Figure 5.21 : raidisseur des cloisons en maçonnerie

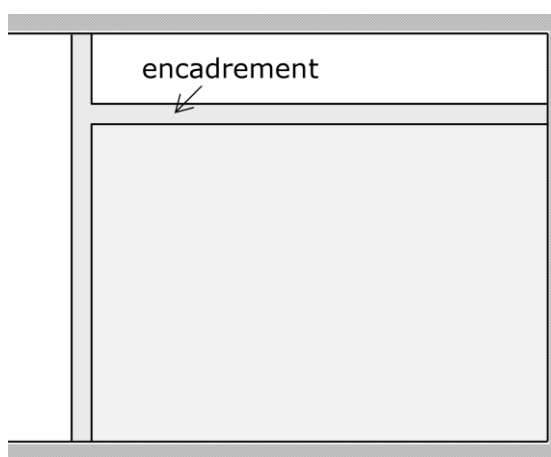


Figure 5.22 : encadrement des cloisons n'atteignant pas le plafond

5.6.2.2. Cloisons en carreaux de plâtre

Prescriptions :

Les cloisons en carreaux de plâtre ne conviennent pas pour les constructions métalliques du fait de la flexibilité de l'ossature. Pour d'autre type de bâtiment, ces cloisons doivent être désolidarisés de la structure par un joint périphérique de 3 cm d'épaisseur et constitué d'un matériau durablement compressible. Elles doivent disposer également de raidisseurs tous les 5 m dans les parties courantes, aux extrémités des cloisons en épi et en partie haute quand elles ne règnent pas sur toute la hauteur d'étage.

La stabilité de la cloison vis-à-vis des forces perpendiculaires au plan de l'élément doit être assurée par des lisses ou attaches appropriées. En conséquence, les huisseries de portes doivent permettre un déplacement relativement libre dans le plan des cloisons, par exemple par utilisation des cornières à trous oblong.

Il est interdit par ailleurs de réaliser des huisseries banchées ou maçonnées car ces dernières représentent une rigidité importante par rapport à celle des cloisons. Cette différence de rigidité peut engendrer des dégradations locales aux endroits des liaisons.

5.6.2.3. Cloisons en plaques de plâtre

Recommandations :

La mise en place de ces cloisons est particulièrement recommandée pour les constructions soumises aux affaissements du terrain. Pour assurer leur intégrité en cas d'affaissement, il est nécessaire de découpler ces cloisons de la structure :

- en plaçant l'ossature de la cloison dans un profil solidaire de la structure porteuse,
- en mettant un joint entre la plaque supérieure et la sous face du plancher pour permettre une translation vertical de l'ossature par rapport au support béton.

5.6.3. Intervention sur les réseaux

5.6.3.1. Installations au gaz

Prescriptions :

La présence de canalisations de gaz représente un risque majeur pouvant être très largement pondéré par le caractère progressif de l'affaissement. Dans ces conditions, il convient de proscrire les nouvelles installations au gaz.

5.6.3.2. Canalisations pour l'eau et installations d'évacuation

Il s'agit ici du réseau sous pression ainsi que des réseaux d'eau de pluie et d'eaux usées. Lors de l'affaissement de terrain, il est nécessaire que les installations et les conduites de distribution puissent continuer à fonctionner et que la conception prévoie une réparation de dégâts inévitables. Les dispositions constructives proposées ci-après répondent à la nécessité de supporter une extension, une compression et une inclinaison du bâtiment lors de l'affaissement.

Prescriptions :

La pénétration des canalisations dans le bâtiment doit s'effectuer par un dispositif souple – dispositif en ligne ou éléments de liaison en métal déformable. Il est interdit de disposer des canalisations, quelles que soient leurs dimensions, dans les chaînages et dans les panneaux de contreventement. Aucune canalisation ne doit être placée dans l'emplacement libre des joints d'affaissements. La fixation des canalisations extérieures (gouttières et descentes d'eaux pluviales, par exemple) doit être prévue par des étriers ou tout autre dispositif qui ne les maintiennent pas solidement aux murs.

Les canalisations secondaires doivent avoir au moins une inclinaison supérieure à celle prescrite dans les Normes et DTU en vigueur. Cette mesure constructive, qui tient compte du changement de la pente des canalisations lors de l'inclinaison du bâtiment, permet la vidange des installations d'eau sous pression.

5.6.4. Utilisation des façades légères

En comparaison avec des façades traditionnelles en maçonnerie ou en béton, une façade légère est construite avec des matériaux légers et industriels. Elle peut être :

- une façade rideau, située entièrement en avant du nez de plancher,
- une façade semi-rideau, dont la paroi extérieure est située en avant du nez de plancher et la paroi intérieure située entre deux planchers consécutifs,
- une façade panneau insérée entre planchers,
- une verrière inclinée à plus de 15° par rapport à la verticale, qui se prolonge en façade.

Prescriptions :

Compte tenu du caractère fragile des façades légères, ces dernières sont à proscrire dans les travaux de réhabilitation.

5.6.5. Éléments en console verticale

Les éléments en console verticale sont ceux fixés uniquement à leur base, tels que des acrotères, des garde-corps, des corniches.

Prescriptions :

Compte tenu de la mise en pente de la construction lors de l'affaissement, les éléments en console verticale réalisés en maçonnerie doivent être encadrés par des chaînages horizontaux et verticaux et reliés à la structure porteuse.

Recommandations :

Les matériaux légers sont préférables aux matériaux lourds pour les gardes corps.

5.6.6. Création et installation des ascenseurs

La création et l'installation d'un ascenseur, envisagées plutôt pour des bâtiments collectifs, conduisent à des modifications importantes de l'ouvrage existant, notamment en présence d'un sous-sol. Elles nécessitent en général une découpe partielle de l'escalier en maçonnerie et une création d'une cuvette en partie basse.

Prescriptions :

Compte tenu de l'augmentation et de la redistribution de charges sur le sol, lorsque des conditions techniques et d'accessibilité le permettent, l'ascenseur doit être conçu au centre de l'ouvrage pour éviter la perturbation du comportement de ce dernier.

6. DISPOSITIFS DE RENFORCEMENT

Pratiquement, la plupart des constructions existantes ne disposent d'aucun dispositif préventif permettant d'atténuer les désordres dus aux affaissements miniers. Les insuffisances structurales vis-à-vis d'un affaissement du terrain peuvent concerner :

- soit l'ensemble du bâti en remettant en cause la stabilité globale (fondations non ferraiées par exemple), ce qui nécessite des dispositions de renforcement généralisées,
- soit une partie du bâti ne remettant pas en cause la stabilité d'ensemble (une ouverture cintrée par exemple), ce qui nécessite donc des dispositions de renforcement localisées.

En effet, le niveau d'endommagement des bâtiments peut être réduit sensiblement par des renforcements, parfois très simples. Aussi, la diversité des mesures constructives que nous avons pu relever dans cette section traduit des efforts entrepris pour réduire la vulnérabilité des bâtiments, à l'aide des techniques et outils disponibles. Elles visent essentiellement :

- soit à diminuer des sollicitations induites par l'affaissement de terrain sur les bâtis,
- soit à augmenter la résistance et la ductilité de ces bâtis.

6.1. Diminution des sollicitations sur les bâtis

6.1.1. Consolidation du sol d'assise

Recommandations :

Les modifications des propriétés du sol sont l'une des causes des désordres de la structure vis-à-vis des affaissements de terrain. Compte tenu du fait que le phénomène d'affaissement de terrain modifie, par nature, l'organisation originelle du sol, il est souhaitable tout d'abord de consolider les terrains présentant un risque de glissement ou d'éboulement. Pour ce faire, les méthodes les plus classiques consistent à injecter les terrains de surface sur une certaine épaisseur pour créer une couche de terrain renforcée, suffisamment cohérente pour faire « barrage » à la propagation de la perturbation provenant du sol (voir INERIS, 2008 [14] pour plus de détails).

6.1.2. Création d'un joint vertical d'affaissement

Il consiste à diviser un ouvrage ou des ouvrages accolés, de dimensions importantes et d'emprise au sol complexe, en plusieurs ouvrages indépendants, de dimensions réduites et de forme simple (exemple de la figure 6.1).

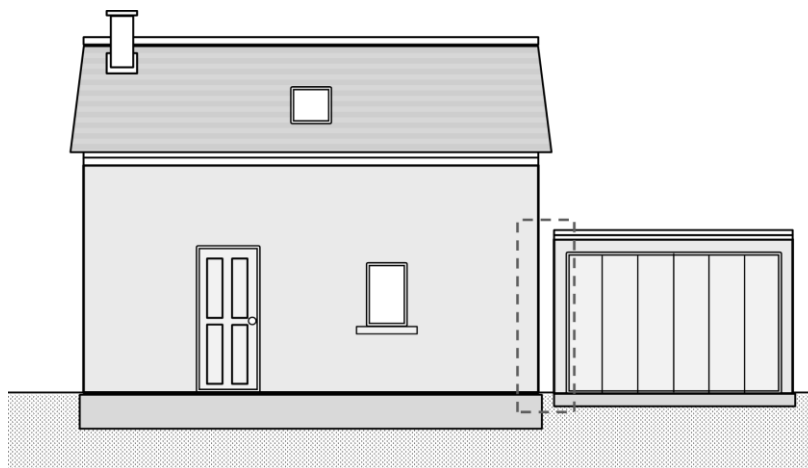


Figure 6.1 : exemple de création d'un joint vertical d'affaissement d'un garage accolé à une maison individuelle

Lorsque des bâtiments accolés forment des blocs de grande dimension, la création d'un joint vertical d'affaissement pourrait nécessiter des travaux lourds, qui consistent à remplacer un mur porteur (généralement un mur mitoyen), par deux murs indépendants séparés par un joint vide sur toute la hauteur de l'ouvrage.

Prescriptions :

Avant toutes interventions, il est nécessaire de vérifier les conditions d'accès entre les murs et le comportement de l'ensemble de la structure pour prévenir des reports de charges. Il s'agit dans certains cas d'étudier la possibilité de doubler le mur et de scier le plancher.

Le joint vertical d'affaissement doit être maintenu libre et dégagé de tous objets ou matériaux susceptibles de l'obstruer et de le rendre impropre à sa destination première. Il doit être protégé sur toutes leurs faces.

Recommandations :

Il est recommandé que la couverture du joint soit réalisée à l'alignement des murs extérieurs de telle sorte qu'aucun matériau n'y pénètre malencontreusement. Cette protection peut, par exemple, s'opérer avec un

couvre joint constitué de tôles ondulées déformables ou par un système composé de profilés en élastomères venant s'insérer dans des cadres métalliques latéraux, ou encore plaques rigides fixées sur une seule construction.

6.1.3. Désolidarisation des murs de clôture extérieure

Prescriptions :

Les murs de clôture extérieure pouvant représenter des points durs doivent être désolidarisés des éléments structuraux, soit par un vide ou un joint souple (figure 6.2).

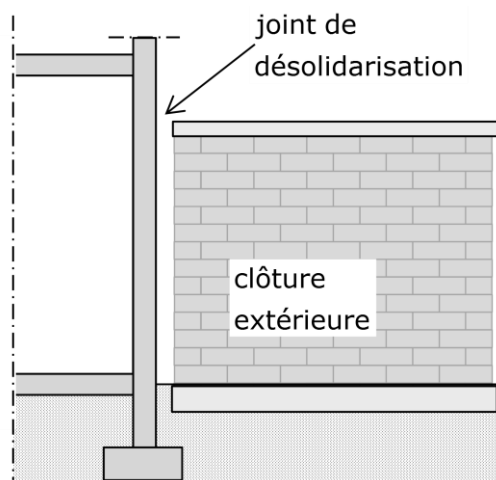


Figure 6.2 : exemple de création d'un joint de désolidarisation

6.1.4. Création d'une tranchée périphérique

Prescriptions :

La tranchée périphérique (voir entre autres : NCB, 1975 [15] ; Peng *et al.*, 1996 [16]; Deck, 2002 [17], Al Heib, 2008 [18]); Hor, 2012 [19]) réalisée sur le pourtour du bâtiment et remplie de matériaux très compressibles (pour qu'elle ne s'effondre pas elle-même) est susceptible d'encaisser en grande partie les déformations horizontales du sol et de protéger ainsi les murs enterrés. Cette solution permet de réduire la déformation horizontale du sol induite sur le bâtiment d'environ 60% en zone de compression et 40% en zone de traction (Peng et Cheng, 1981 [20]). La tranchée doit être placée au voisinage du niveau de fondations ou de sous-sol. Néanmoins, une tranchée périphérique trop proche de la structure pourrait perturber la stabilité de la structure elle-même car sa présence à proximité immédiate peut induire dans la fondation un tassement important.

Recommandations :

La figure 6.3 représente un exemple de la localisation et des matériaux de remplissage de type coke des tranchées périphériques.

D'autres matériaux très compressibles pourraient être envisageables en fonction de leur comportement mécanique, leur coût ainsi que leur impact environnemental :

- scories des centrales thermiques de moins de 25 mm (NCB, 1975 [15]) : tranchée proche de la structure et descendant juste sous les fondations ;
- foin (Peng *et al.*, 1996 [16]) : tranchée de 60 cm de largeur, de 60 cm sous la base des fondations et à environ 1,2 m de la structure ;

- polystyrène extrudé de profondeur entre 60 cm et 1 m, de largeur variant de 40 à 60 cm et à 2 m maximum de la structure.

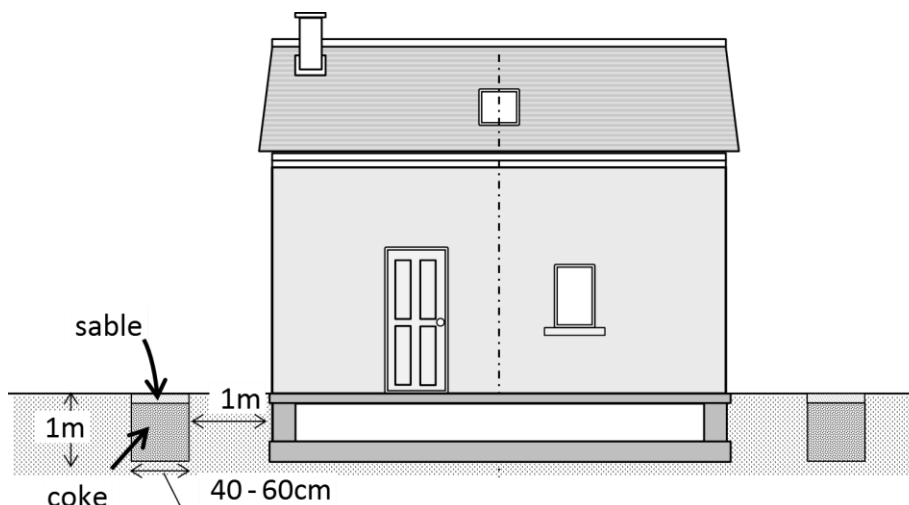


Figure 6.3 : exemple de tranchée compressible périphérique à l'aide de remplissage de type coke

6.1.5. Création d'un joint de glissement au-dessus des fondations

La présence d'un joint de glissement au-dessus des fondations permet à la superstructure du bâtiment d'échapper aux efforts dus à la déformation horizontale de l'affaissement se transmettant à la fondation. Elle revient indirectement à augmenter la souplesse de l'ouvrage au niveau de ces fondations (Deck, 2002 [17]).

Prescriptions :

La figure 6.4 représente un exemple de schéma de principe. Après d'éventuels déplacements de la superstructure par rapport aux fondations, il est nécessaire de vérifier que ces dernières sont toujours à l'aplomb des éléments structuraux dans lesquels s'effectue la descente de charges. Dans ce cas, la largeur de la fondation doit en général être surdimensionnée (Nauhaus, 1965 [10]). Il en résulte que la création d'un joint de glissement au-dessus des fondations doit être couplée avec un renforcement de ces dernières. Ce joint doit régner sur un même niveau et concerner toute la superficie du bâtiment.

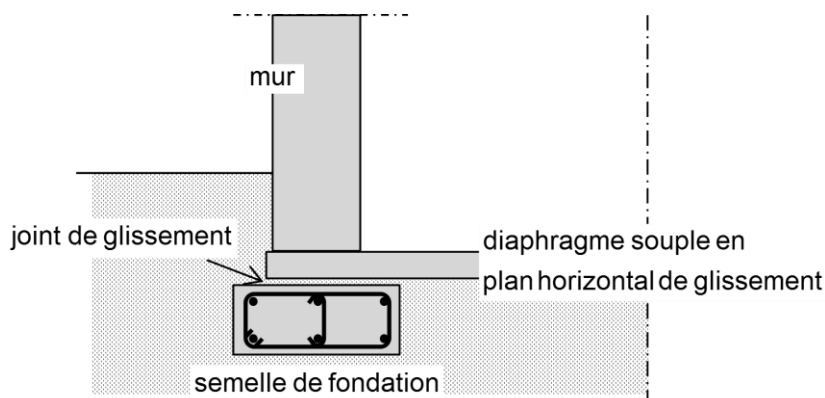


Figure 6.4 : exemple de création d'un joint de glissement au-dessus des fondations

6.1.6. Création des appuis glissants

Cette technique consiste à placer les paliers intermédiaires sur des appuis glissants à mi-hauteur sur un mur porteur pour diminuer les risques d'éventrement des murs (voir figure 6.5 par exemple). Le principe de la méthode peut être généralisé au cas de consolidation d'une poutre ou d'un plafond. Dans ces configurations, l'élément horizontal repose sur un appareil d'appui glissant, sans transmission des efforts horizontaux dans le mur.

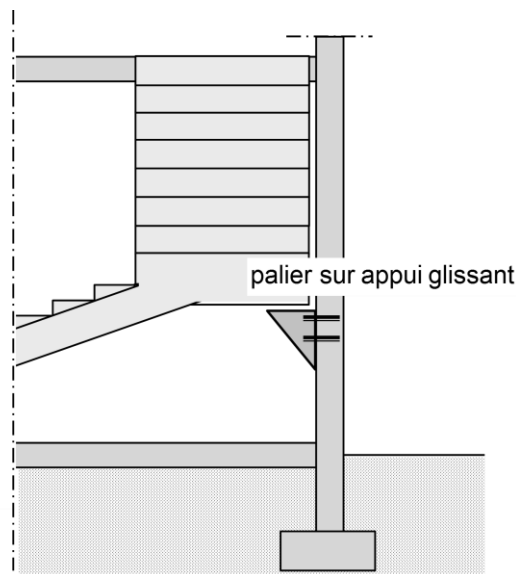


Figure 6.5 : exemple de l'utilisation d'un appui glissant

6.2. Augmentation de la résistance et de la ductilité des bâtis

6.2.1. Élargissement des fondations

La fondation représente la partie en contact avec le sol où les efforts sont transmis à la structure. À titre de simplification, l'effort horizontal sur les fondations engendré par la déformation horizontale (voir figure 6.6 par exemple) s'écrit :

$$F_t = \frac{1}{2} P\mu$$

où P et μ sont respectivement le poids du bâtiment et le coefficient de frottement de l'interface sol/fondation, ce dernier étant de 2/3 (Neuhaus, 1965 [10]; Deck, 2002 [17] et Yokel *et al.*, 1982 [21]).

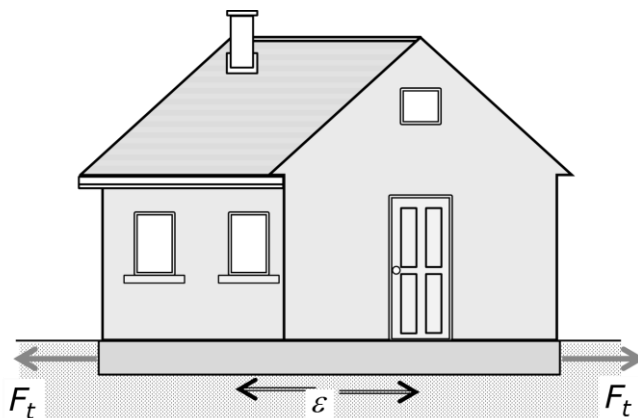


Figure 6.6 : efforts de traction-compression engendrés par la déformation horizontale du sol

Lorsque les semelles de fondations sont élargies, par ajout de béton périphérique et précontrainte horizontale par exemple (figure 6.7), la surface portante augmente. En conséquence, les fondations peuvent résister à des efforts de traction plus importants.

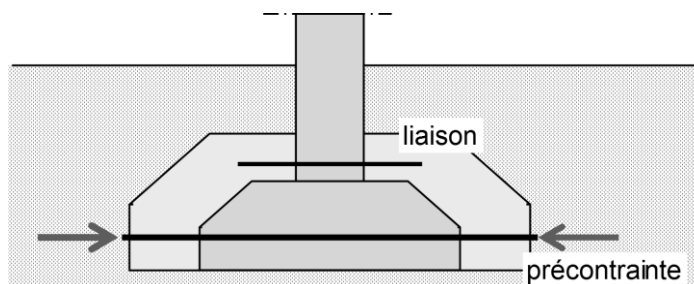


Figure 6.7 : exemple d'élargissement des fondations

Prescriptions :

Les travaux d'élargissement des fondations sont des travaux très lourds qui peuvent créer des désordres dans les murs lors des phasages de construction. En conséquence, il est nécessaire de reprendre le calcul de la fondation modifiée, y compris leur liaison avec la structure existante.

Recommandations :

Pour une meilleure mise en œuvre, il est recommandé d'aménager un accès aux fondations et d'enlever le béton de parement pour assurer une bonne adhérence de la partie rajoutée avec la partie existante.

6.2.2. Ajout de longrines

Il est visé pour les bâtiments comportant des fondations isolées, pour améliorer la rigidité des fondations et limiter les déplacements relatifs entre ces fondations (voir figure 6.8 par exemple).

Prescriptions :

Les longrines doivent être solidarisées des fondations par scellement des armatures.

Recommandations :

Cette technique est relativement simple, mais peut relever, dans certains cas pratiques, des difficultés liées aux conditions d'accès aux fondations existantes ainsi qu'à la nature de ces dernières. En conséquence, il est nécessaire de vérifier en amont les conditions de réalisation pour faire le meilleur choix : coffrer et couler les longrines ou installer des longrines préfabriquées.

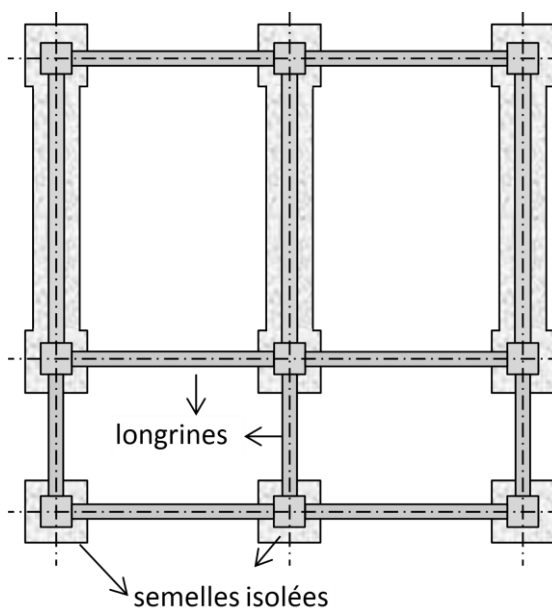


Figure 6.8 : exemple d'ajout de longrines

6.2.3. Création de ceinture périphérique autour des fondations

Prescriptions :

Les déplacements relatifs entre les fondations peuvent induire des déformations et des efforts parasites dans les superstructures. Dans le cas où les fondations ne sont pas bien ferrillées, la ceinture périphérique en béton armé (Kawulok, 1992 [22]; Niemiec, 2001 [23]) autour de l'ouvrage (figure 6.9) permet aux fondations de constituer un système relativement homogène rendant l'ensemble plus rigide dans les deux directions du plan horizontal. Elle permet également à ces fondations de résister aux efforts de traction-compression engendrés par la déformation horizontale du terrain. Elle forme, en effet, un « bloc » des fondations isolées pour les rendre « liaisonnées », ce qui permet ensuite de négliger la déformation horizontale du sol à l'intérieur de la ceinture par rapport à celle à l'extérieur. En conséquence, la ceinture périphérique doit être ferrillée conformément à l'Eurocode 2 sous combinaisons accidentelles pour résister à ces derniers efforts, l'effort de frottement ceinture/sol étant négligé.

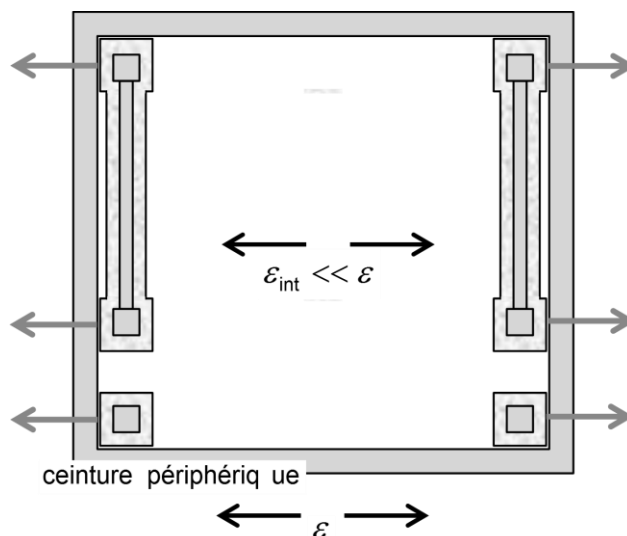


Figure 6.9 : exemple de ceinture périphérique en béton armé

6.2.4. Mise en place des câbles périphériques

Cette technique est adaptée aux structures de petites dimensions. Le principe est de consolider la superstructure ou la fondation par une précontrainte à l'aide de câbles périphériques durant l'affaissement ou tout au long de la vie de la structure (figure 6.10 - voir Kawulok, 1992 [22]; INERIS, 2008 [14]). La pose des câbles au niveau des façades vise à rendre les différentes parties de la structure comme un seul élément plus résistant. Les résultats de cette solution appliquée dans la partie inférieure de 5 maisons individuelles ont montré que les fissures ont été refermées ou ont complètement disparu lors du passage d'un affaissement (Peng *et al.*, 1996 [24]).

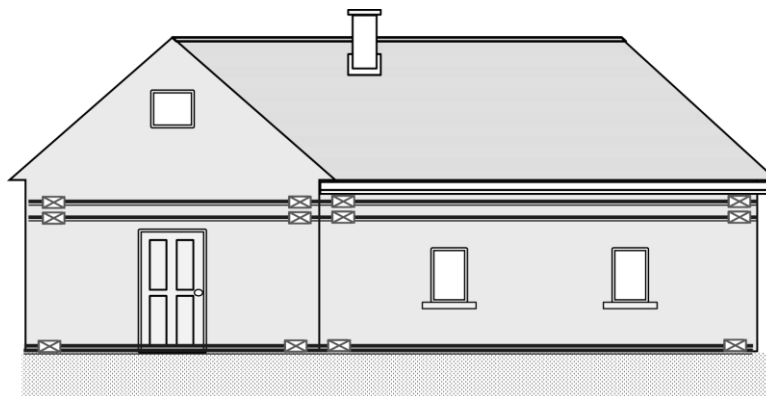


Figure 6.10 : exemple de la consolidation d'un bâtiment par câbles périphériques

Pour des ouvrages courants, la force développée par le câble, à une hauteur h_c , qui permet d'assurer la stabilité de la structure et de garder son intégrité, s'écrit (figure 6.11 – INERIS, 2008 [14]) :

$$F_{\min} h_c = \frac{(q + w)L^2}{8}$$

où L est la longueur de la construction tandis que q et w désignent respectivement les charges d'exploitation et permanente (poids propre) par unité de longueur.

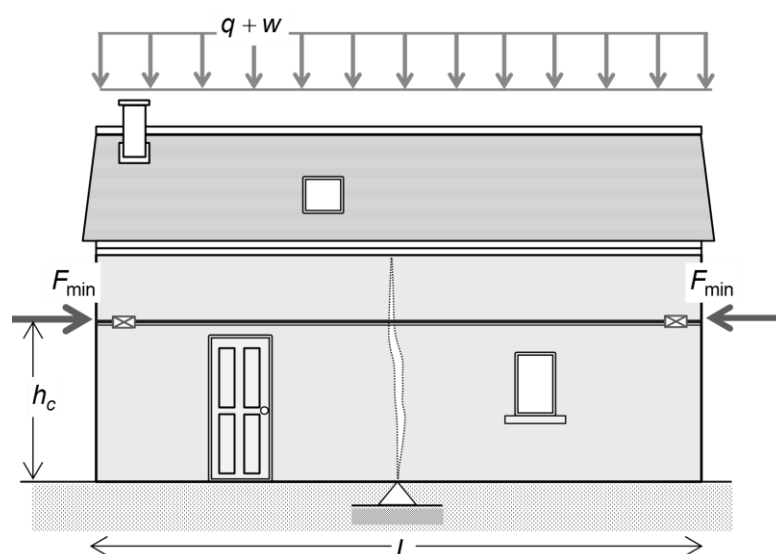


Figure 6.11 : schéma de calcul de la force minimale permettant la stabilité

En désignant par σ_c la résistance à la compression du matériau qui constitue le bâti, la force maximale qui peut se développer au sein du câble sans risque d'endommagement de la structure, autour des portes et des fenêtres, est donnée par la relation (figure 6.12 – INERIS, 2008 [14]) :

$$F_{\max} = h_m b \beta \sigma_c$$

dans laquelle β désigne le pourcentage de la partie pleine de la structure.

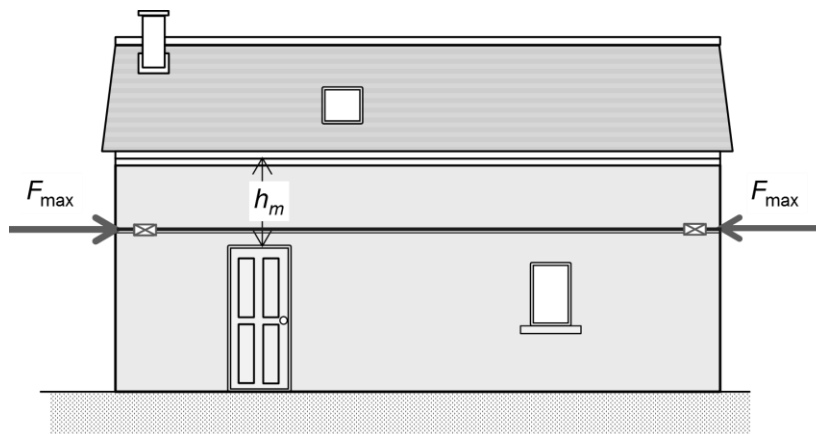


Figure 6.12 : schéma de calcul de la force maximale sans risque d'endommagement

Prescriptions :

En résumé, la force développée dans les câbles doit respecter les conditions suivantes :

$$\frac{(q + w)L^2}{8h_c} \leq F \leq h_m b \beta \sigma_c$$

Recommandations :

Pour des configurations plus complexes, d'autres conditions peuvent s'ajouter telle que la stabilité de la cheminée ou des parties exposées des façades (INERIS, 2008 [14]).

6.2.5. Ajout des chaînages

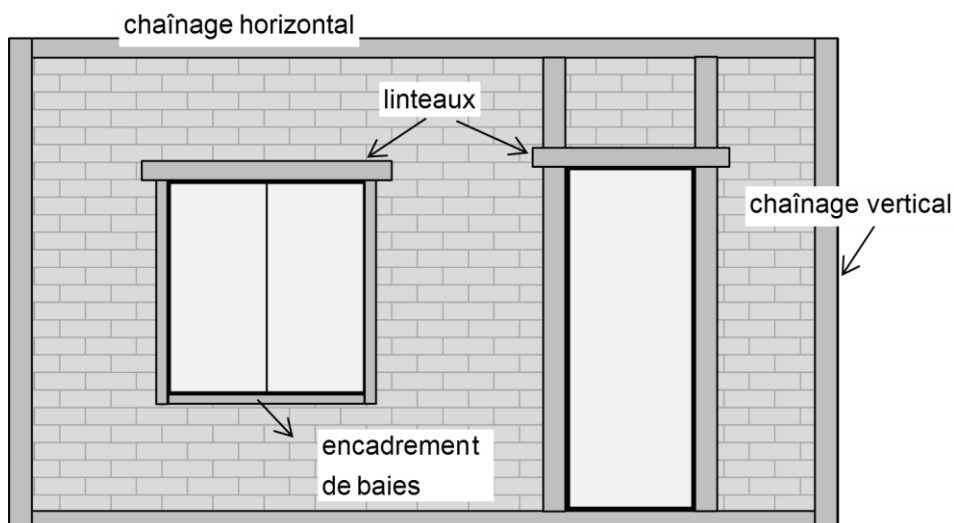


Figure 6.13 : exemple des chaînages verticaux et horizontaux

Cette technique est proposée pour des bâtiments à mur de maçonnerie. La transmission des efforts entre les éléments de structure peut être améliorée par la continuité des armatures aux angles des chaînages (figure 6.13 par exemple). Leur rôle est de permettre au bâti d'avoir un comportement relativement rigide dans les zones de mise en pente acceptable. Ces chaînages peuvent également assurer une distribution correcte des charges au sein de la structure par une répartition uniforme de la résistance et de la rigidité, tant en plan qu'en hauteur.

6.2.5.1. Chaînage vertical

Les chaînages verticaux permettent d'augmenter la capacité du bâtiment à résister aux efforts horizontaux et à limiter l'apparition des fissures dans les murs. Face à la courbure du terrain, le chaînage peut reprendre les contraintes de tractions qui se développent sous l'effet de la flexion du mur et améliorent indirectement la résistance au cisaillement de ce dernier.

L'ajout d'un chaînage vertical est une technique relativement courante mais les conditions de réalisations se révèlent délicates dans la majorité des cas. De plus, le mur sur lequel le chaînage est ajouté, peut être affaibli pendant les phases de travaux, ce qui conduit ensuite aux désordres locaux.

Prescriptions :

Pour une meilleure mise en place, il est important de :

- veiller au recouvrement suffisant des armatures dans les angles, et avec les chaînages horizontaux ;
- prévoir des cadres de cisaillement régulièrement espacés ;
- soigner la liaison entre le chaînage et la maçonnerie pour une bonne transmission des efforts.

Les chaînages verticaux doivent impérativement être continus jusqu'aux fondations. Pour assurer une bonne transmission des efforts, des tiges verticales doivent être scellées dans les fondations. Dans le cas de bâtiments à dalle, les chaînages verticaux doivent traverser la dalle pour être liaisonnés avec les chaînages horizontaux.

En exécution, le béton doit être suffisamment fluide pour atteindre tous les points du coffrage et remplir les espaces dans les blocs cassés.

Recommandations :

Il est recommandé de vérifier le bon bétonnage au droit des nœuds de chaînage des liaisons verticales-horizontales.

Il est également recommandé de réaliser des chaînages avec des armatures pré-montées : 4 barres HA10 avec des cadres HA6 tous les 15 cm par exemple. Dans le cas où les armatures dans le nœud de liaison avec la dalle ou le chaînage horizontal ne sont pas suffisantes, des tiges horizontales peuvent être scellées en veillant à atteindre le ferrailage horizontal, avec une longueur de recouvrement suffisante.

Dans le cas où l'affaiblissement du mur en phase de travaux n'est pas autorisé, on peut s'orienter vers un chaînage collé à l'extérieur de la maçonnerie par des plats métalliques ou des bandes de fibres de carbone, dont l'efficacité dépend fortement de la capacité du collage à transmettre les efforts entre la maçonnerie et le renfort. En conséquence, l'interface du collage doit être propre.

En général, l'efficacité du chaînage vertical suppose l'existence d'un chaînage horizontal préalable. Néanmoins, pour des questions d'ordre pratique, il est préférable de réaliser d'abord le chaînage vertical, puis celui horizontal.

6.2.5.2. Chaînage horizontal

L'intérêt du chaînage horizontal est de pouvoir lier les murs et de permettre une meilleure répartition des efforts. Il assure une fonction de tirant en tête et en pieds de murs pour équilibrer les efforts de traction induits par les bielles de compression.

Prescriptions :

Similaires aux chaînages verticaux, les chaînages horizontaux font partie des techniques relativement courantes mais leur conditions de réalisations restent délicates. En général, il est nécessaire de :

- étayer les planchers et la toiture, puis vérifier leur capacité portante pendant les travaux ;
- veiller au recouvrement suffisant des armatures dans les angles ;
- soigner la liaison entre le chaînage et les murs pour une bonne transmission des efforts.

6.2.5.3. Chaînages d'encadrement d'ouverture

Les ouvertures, portes et fenêtres, amèneront à des concentrations de contraintes en cas d'affaissement de terrain. Ainsi, les chaînages d'encadrement d'ouverture peuvent limiter la formation de fissures diagonales dans les trumeaux et reprendre les efforts de tractions qui se développent dans les angles. Ils participent également à l'amélioration des chaînages existants (verticaux et horizontaux) et facilitent l'évacuation du bâtiment en cas de sinistre.

En général, les travaux d'encadrement des ouvertures sont assez lourds, mais restent locaux et demandent un remplacement des huisseries existants.

Prescriptions :

Cette technique de renforcement, bien que très classique, appelle à des précautions comme suit pour une meilleure mise en œuvre :

- veiller au recouvrement suffisant des armatures aux niveaux des coins,
- prévoir des cadres ou des épingles régulièrement espacés lorsque les encadrements sont en béton armé ;
- soigner la liaison entre le chaînage et les murs pour une bonne transmission des efforts ;
- contrôler le retrait du béton et s'assurer qu'il ne remet pas en cause l'efficacité de l'encadrement.

Recommandations :

Les travaux peuvent être planifiés par phase (pièce par pièce par exemple). Pour assurer une bonne liaison en partie supérieure, il est conseillé de boucher l'espace entre le linteau et la maçonnerie avec du mortier ou de la résine après le retrait du béton.

Pour un mur en maçonnerie, les armatures de béton armé peuvent être remplacées par un cadre métallique (profils plats) scellé dans la maçonnerie. Dans le cas de mur en béton armé, cet encadrement plat peut être collé sur les bords de l'ouverture sans avoir à ôter l'huisserie.

6.2.6. Mise en place d'un tirant aux ouvertures avec linteau en arc

Prescriptions :

Les éléments cintrés se comportent mal aux déplacements et s'effondrent facilement dans le cas de traction horizontale. Dans ce cas, les planchers en voûte et les linteaux en arc doivent être renforcés par un système de tirant (figure 6.14 par exemple), ou remplacés par des éléments droits.

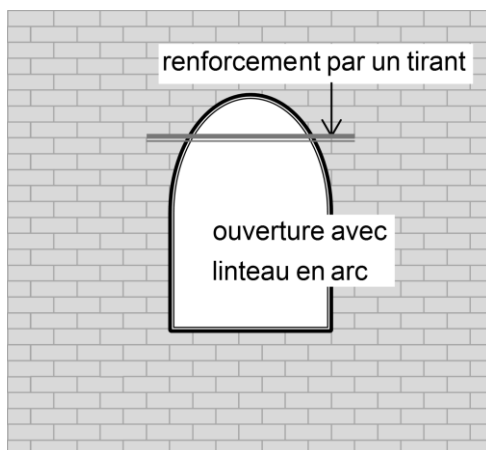


Figure 6.14 : exemple de renforcement de linteau

6.2.7. Ajout d'un contreventement métallique

Il s'agit ici d'une application de la méthode de contreventement classique en bâtiments à charpente métallique pour les rendre plus raides (figure 6.15 par exemple). Cette méthode améliore également la régularité du bâtiment, ce qui conduit ensuite à une meilleure répartition de raideurs selon la direction, donc une diminution de la torsion d'ensemble. De plus, les nouveaux contreventements permettent à la structure de résister à des efforts horizontaux plus importants.

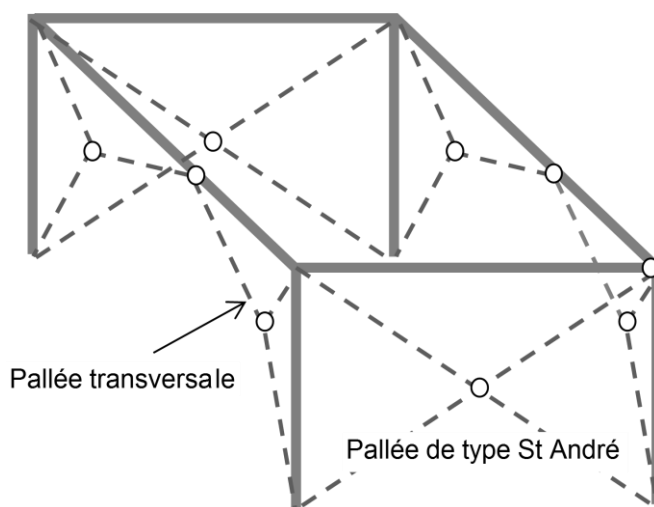


Figure 6.15 : exemple de l'ajout d'un contreventement métallique

Prescriptions :

Les travaux de renforcement sont relativement légers mais nécessitent un calcul de vérification complet du bâtiment, notamment la résistance de la structure existante (interaction avec des diagonales par exemple) suite à une augmentation des efforts transmis.

En pratique, la difficulté principale vient du fait que ces contreventements doivent subir des déformations pour une fonction efficace. En conséquence, les relevés des portiques doivent être très précis. Les jeux doivent être limités au maximum et l'accès aux liaisons poteaux-poutres doit être ménagé.

Recommandations :

Bien que les assemblages rivetés ou boulonnés soient plus ductiles que les assemblages soudés, il est préférable d'utiliser les assemblages soudés pour une meilleure efficacité des contreventements.

Dans le cas où les nœuds du portique sont facilement accessibles et des ouvertures ne sont pas envisagées, la forme de Croix de St André est la forme la plus simple. Le cas échéant, la forme de Croix type V inversé pourrait être adaptée. Dans ce cas, le nœud supérieur reporte les efforts verticaux en milieu de travée de la poutre. Lorsque les diagonales fonctionnent en tirant, la résultante des efforts n'est pas nulle, ce qui nécessite finalement une vérification de la capacité portante de la poutre soumise à un effort tranchant au droit du nœud du V inversé.

6.3. Relevage des bâtiments

La mise en pente peut provoquer des gênes pour des occupants même si le bâtiment n'a subi aucun désordre structurel, ce qui nécessite une remise à niveau.

Prescriptions :

Il apparaît que le relèvement du bâtiment est un cas extrême d'intervention sur les fondations car cette opération lourde fait appel, au minimum, au savoir-faire de deux types d'entreprises : l'une spécialisée dans l'usage des vérins, l'autre spécialisée dans les reprises en sous-œuvre. De plus, ces dispositifs nécessitent une analyse fine du bâtiment, des fondations et du sol; ils doivent nécessairement être conçus par un bureau d'études techniques. La remise à niveau ne peut être mise en œuvre que sur des bâtiments dont l'état général est satisfaisant : les fondations ne doivent pas être fissurées ou avoir subi des déformations importantes par exemple. Les parties de la superstructure ayant éventuellement subi des désordres doivent être renforcés avant le relevage.

Dans le cas où la pente est importante, il est préférable de faire l'opération en plusieurs fois. Ce dispositif est envisageable pour des évolutions lentes du processus d'affaissement (évolution sur plusieurs semaines au minimum).

Dans le cas où un relevage est envisagé, le bâtiment doit être doté d'un chaînage de renforcement pour pouvoir réaliser des niches à vérins en sous-œuvre du chaînage, à des intervalles compatibles avec la résistance à la flexion de la structure (INERIS, 2008 [14]). Dans ce cas, ces travaux peuvent conduire à mettre à nu les fondations du bâtiment. Lorsque le relevage est réalisé sous dalle, ce dernier doit être effectué après avoir créé des niches à vérins dans les maçonneries du soubassement.

Il est important de noter que la remise à niveau n'est pas considérée comme une disposition de renforcement proprement dit. En conséquence, s'il n'est pas jugé utile pour des raisons techniques, sociales ou financières, le relèvement du bâtiment ne sera pas retenu.

Recommandations :

Les fondations peuvent être renforcées après relevages par de nouvelles fondations ajoutées ou par la mise en place de poutres porteuses (INERIS, 2008 [14]).

6.4. Évaluation qualitative du coût

L'amélioration de la capacité à résister à un affaissement progressif de terrain d'un bâtiment existant peut ajouter considérablement à la valeur immobilière du bien. Dans ce cas, le renforcement peut être vu comme un investissement dont le prix serait en rapport avec cette valeur, par exemple :

- création d'un joint vertical d'affaissement : 10%-20%
- désolidarisation des murs de clôture extérieure : 1 %-2%
- création d'une tranchée périphérique : 5%-10%
- création d'un joint de glissement au-dessus des fondations : 10%-15%
- élargissement des fondations : 15%-20%
- ajout de longrines : 10%-15%
- création de ceinture périphérique : 5%-10%
- mise en place des câbles périphériques : 5%-10%
- ajout des chaînages : 20%-25%
- ajout d'un contreventement métallique : 10%-15%.

Néanmoins, un choix basé uniquement sur cette estimation est déconseillé car il risquerait de passer à côté de particularités du projet telles que :

- les conditions de réalisation de la technique choisie, par exemple l'accès à la fondation, l'impact des bâtiments voisins,
- les contraintes locales,
- les offres du marché,
- les délais de l'interruption d'activité qui peuvent conduire à des pertes d'exploitation,
- les évolutions techniques récentes,
- l'impact de la mise en œuvre de la technique sur le voisinage: bruit, poussières, vibrations, circulations,...

d'où la nécessité d'une étude spécifique au cas par cas.

7. OUTIL D'AIDE A LA DECISION

Ce chapitre se propose de montrer comment il est possible d'évaluer la vulnérabilité éventuelle d'un bâtiment existant vis-à-vis de l'affaissement du terrain, sans qu'il soit nécessaire de recourir à des calculs complexes ni de reconnaissances approfondies. Sur la base du niveau d'endommagement final du bâtiment, les différents travaux envisageables peuvent être :

- soit les mesures à prendre sans travaux de structure telles que :
 - la restriction de chargement ;
 - la restriction d'usage de l'ouvrage ;
 - la maintenance ou la surveillance particulière ;
- soit l'intervention avec des travaux tels que :
 - la réparation des éléments endommagés ;
 - l'amélioration du comportement d'ensemble ;
 - la suppression d'erreurs grossières ;
 - le renforcement des éléments structuraux existants.

7.1. Principe de l'approche

Le processus de vérification consiste tout d'abord à repérer les niveaux d'endommagements du type de bâtiment correspondant à la construction étudiée. En fonction du facteur de pondération et des dispositions de renforcements pouvant être mises en place, les niveaux d'endommagements des bâtiments types seront modifiés en conséquence.

Aussi, les prochaines étapes sont donc organisées comme indiquées sur la figure 7.1.

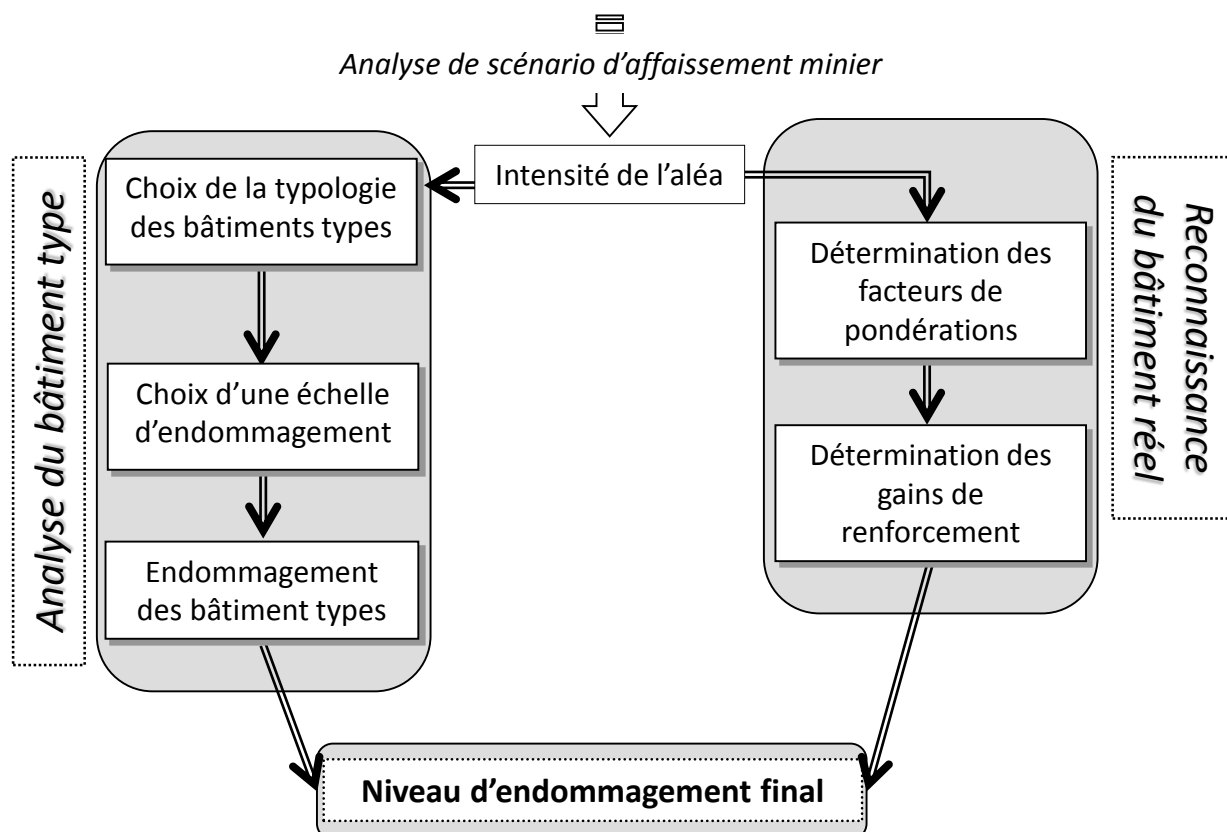


Figure 7.1 : organisation des principales étapes de l'outil d'aide à la décision

7.2. Choix de la typologie des bâtiments

Il s'agit ici de l'élaboration d'une typologie à partir des critères pouvant être appréhendés par un simple constat visuel de la construction. Ce choix s'est attaché à regrouper les bâtiments courants selon leur comportement structural et leur ductilité d'ensemble. Il permet d'étudier le bâti selon une catégorie de constructions plutôt que d'analyser la commune maison après maison.

Dans un souci de simplification de la démarche, et après analyse du bâti existant sur la commune de Varangéville, il est proposé de retenir une typologie contenant sept types de bâtiments représentatifs. Ces bâtiments sont de forme rectangulaire allongée et ne comportent pas de décrochements en plan. Les fondations les plus souvent mises en œuvre sont des fondations superficielles en béton armé. Afin de jouer sur le nombre d'étages ou sur l'emprise au sol, ces bâtiments peuvent se décliner en sous-types comme suit.

Le bâtiment de **type 1** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire ne comportant pas de décrochements en plan, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme.
- Murs en pierres et planchers bois, ossature ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, balcons, éléments élancés.
- Surface au sol maximale de 170 m² avec un rapport longueur/largeur = 2, hauteur d'étage de 3 m.

Exemple : maison individuelle ancienne datant d'avant 1970 ou maison individuelle jumelée.

Il peut se décliner en 2 sous-types :

Type 1s : Bâtiment sur trois niveaux (sous-sol, rez-de-chaussée et combles aménageables).

Type 1r : Bâtiment sans sous-sol et sur deux niveaux (rez-de-chaussée et combles aménageables - figure 7.2 par exemple).

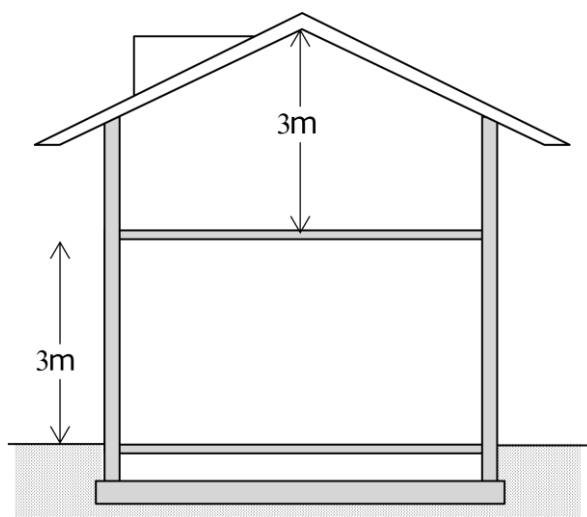


Figure 7.2 : exemple d'un bâtiment de type 1r

Le bâtiment de **type 2** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire ne comportant pas de décrochements en plan, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme.
- Ossature en béton armé ou maçonnerie chaînée ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, balcons, éléments élancés.
- Surface au sol maximale de 130 m² avec un rapport longueur/largeur = 2, hauteur d'étage de 3 m.

Exemple : maison individuelle récente.

Il peut se décliner en 2 sous-types :

Type 2s : Bâtiment sur trois niveaux (sous-sol et R+1).

Type 2r : Bâtiment sans sous-sol et sur deux niveaux (R+1 – figure 7.3 par exemple).

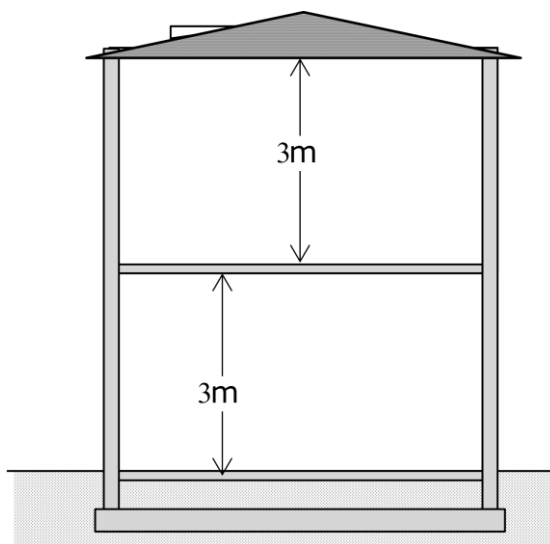


Figure 7.3 : exemple d'un bâtiment de type 2r

Le bâtiment de **type 3** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire ne comportant pas de décrochements en plan, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et liaisonnées entre elles, charpente traditionnelle ou toiture terrasse.
- Ossature béton armé ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, porte-à-faux, éléments élancés.
- Surface au sol maximale de 350 m² avec un rapport longueur/largeur = 2, hauteur d'étage de 3 m.

Exemple : bâtiment d'habitation collectif, bureaux.

Il peut se décliner en 2 sous-types :

Type 3s : Bâtiment sur quatre niveaux (sous-sol et R+2).

Type 3r : Bâtiment sans sous-sol et sur trois niveaux (R+2 – figure 7.4 par exemple).

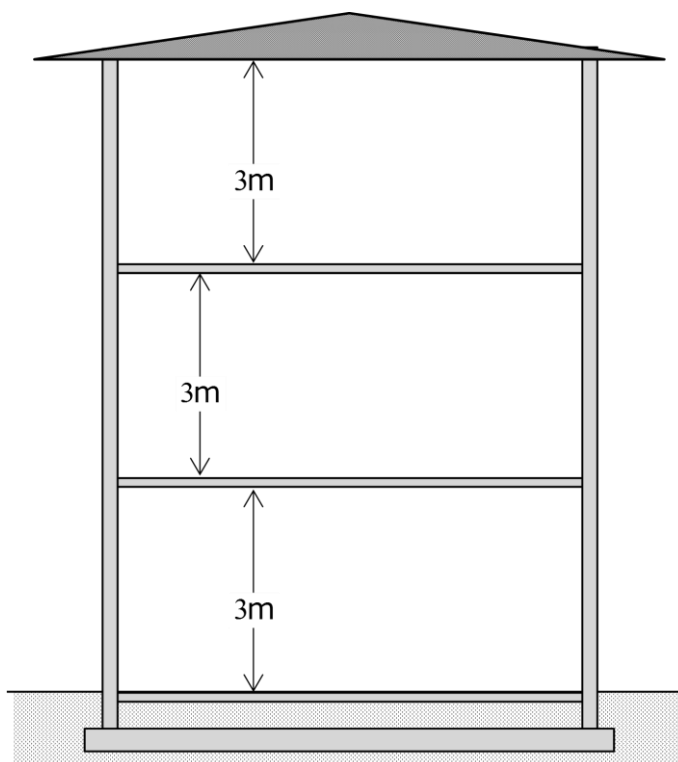


Figure 7.4 : exemple d'un bâtiment de type 3r

Le bâtiment de **type 4** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur un seul niveau (rez-de-chaussée), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme.
- Ossature en béton armé, sans toutefois comporter d'éléments fragiles tels que murs rideau, porte-à-faux, éléments élancés.
- Grandes ouvertures.
- Surface au sol maximale de 250 m² avec un rapport longueur/largeur = 2, hauteur d'étage de 4 m.

Exemple : petit établissement recevant du public (ERP) (figure 7.5 par exemple).

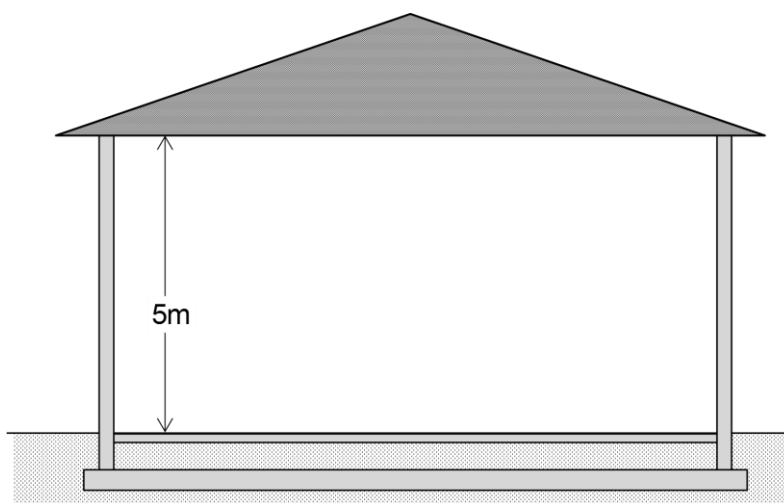


Figure 7.5 : exemple d'un bâtiment de type 4

Le bâtiment de **type 5** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur un seul niveau (rez-de-chaussée), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme.
- Ossature métallique ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, porte-à-faux, éléments élancés.
- Grandes ouvertures.
- Surface au sol maximale de 300 m² avec un rapport longueur/largeur = 2, hauteur d'étage de 4 m.

Exemple d'usage : bâtiment d'activité agricole ou entrepôts ancien (figure 7.6 par exemple).

Il peut se décliner en 2 sous-types :

Type 5m : Bâtiment en maçonnerie.

Type 5cm : Bâtiment en construction métallique.

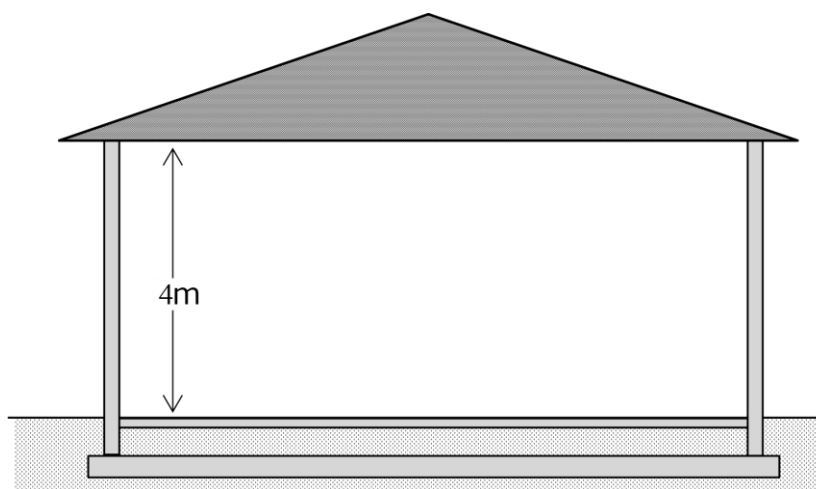


Figure 7.6 : exemple d'un bâtiment de type 5(c)m

Le bâtiment de **type 6** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur un seul niveau (rez-de-chaussée), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme.
- Ossature métallique ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, porte-à-faux, éléments élancés.
- Petites ouvertures.
- Surface au sol maximale de 500 m² avec un rapport longueur/largeur = 2, hauteur d'étage de 5 m.

Exemple d'usage : bâtiment d'activité agricole ou entrepôts récent (figure 7.7 par exemple).

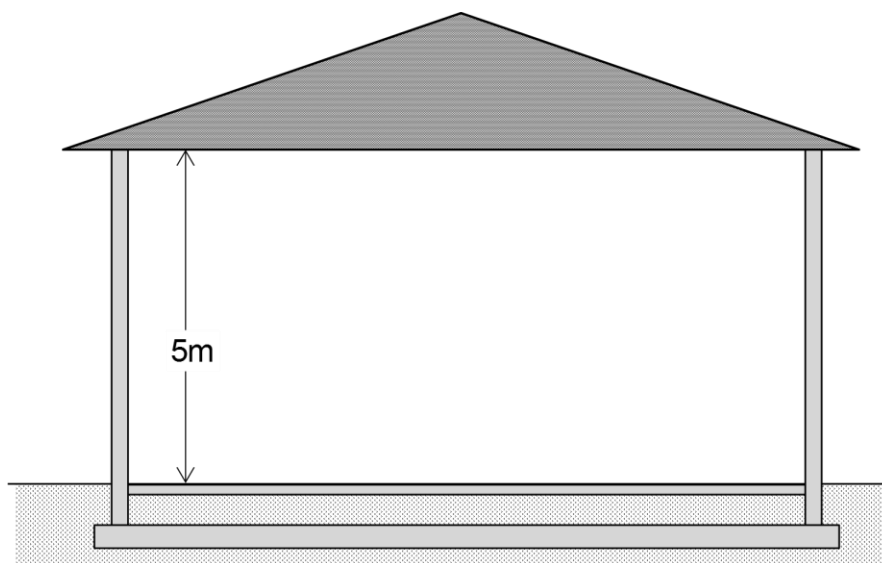


Figure 7.7 : exemple d'un bâtiment de type 6

Le bâtiment de **type 7** fait parties des bâtiments singuliers qui rassemblent les ouvrages de grandes dimensions, à usage industriel ou pouvant recevoir du public ou encore des églises. Ces bâtiments possèdent en général une forme complexe et des verrières de grandes dimensions.

Remarque :

Il est important de noter que ces bâtiments sont supposés respecter, à minima, les règles de l'art de la construction. Les règles de construction et de mise en œuvre retenues sont celles connues à la date présumée de la construction. Les dimensions sont considérées comme des valeurs maximales. Vis-à-vis du phénomène des affaissements du terrain, une diminution des dimensions va alors dans le sens de la sécurité.

7.3. Choix d'une échelle d'endommagement

L'échelle d'endommagement du National Coal Board (1975) [15] a été adoptée de manière à hiérarchiser les désordres attendus dans la structure d'un bâtiment donné dans l'étude précédente du CSTB [2]. Cette échelle comprend cinq niveaux de N1 à N5 correspondant aux désordres prévisibles énumérés comme suit:

Pour le **niveau N1** (dommages négligeables ou très légers) :

1. fissures très légères dans les plâtres,
2. légères fissures isolées dans le bâtiment, non visibles de l'extérieur.

Pour le **niveau N2** (dommages légers) :

1. plusieurs fissures légères visibles à l'intérieur du bâtiment,
2. les portes et fenêtres peuvent se coincer,
3. des réparations aux murs et plafonds peuvent être nécessaires.

Pour le **niveau N3** (dommages appréciables) :

1. fissures légères visibles de l'extérieur,
2. les portes et fenêtres sont coincées,
3. les canalisations sont rompues.

Le **niveau N4** correspond aux dommages subis de niveau sévère dont les désordres peuvent être :

1. des canalisations rompues ou dégradées,
2. des fractures ouvertes dans les murs,
3. des châssis de portes et fenêtres tordus,
4. des sols en pente,
5. murs hors d'aplomb ou bombés, localement étayés,
6. quelques déchaussements des poutres,
7. en cas de compression, un chevauchement des joints dans les toits et soulèvement des murs en briques, avec fissures horizontales.

Le dernier **niveau N5**, correspondant aux dommages très sévères, représente l'effondrement partiel ou total quasi-certain :

1. le bâtiment doit être reconstruit partiellement ou complètement,
2. les poutres des planchers et de la toiture sont déchaussées et nécessitent d'être étayées,
3. l'inclinaison des planchers et des murs est très importante,
4. en cas de compression, gauchissement et bombement sévères des murs et du toit.

Les trois premiers niveaux d'endommagement (N1 à N3) correspondent aux dommages architecturaux. Les deux derniers niveaux de désordres (N4 et N5) correspondant respectivement aux dommages fonctionnels (état limite de service (ELS)) et structurels (état limite ultime (ELU)), ne permettent plus d'assurer la « viabilité » du bâtiment du fait de désordres trop importants, et avec risque d'effondrement partiel ou total pour le dernier niveau.

Plus précisément, on constate que les deux désordres prévisibles du premier niveau d'endommagement (niveau N1) de la construction sont des désordres visuels engendrés par de faibles déformations. Ces désordres n'occasionnent pas de modification de géométrie des éléments du bâtiment, susceptible de compromettre la sécurité des occupants.

Les trois désordres prévisibles du niveau N2, engendrés par les déformations, restent faibles mais peuvent néanmoins entraîner le coincement des fenêtres et des portes. Pour ces derniers, statistiquement à l'échelle d'un ensemble de bâtiments, les déformations observées sont suffisamment faibles pour que l'on puisse admettre qu'une faible proportion des bâtiments sera sujette à ce problème. De plus, les mouvements d'affaissement se produisent sur des durées relativement étalées, selon les connaissances qu'on en a aujourd'hui. Il n'y a pas de risque intrinsèquement lié à la chute brutale d'objets ou d'éléments d'équipement, en raison de la faible amplitude des mouvements de ce niveau d'endommagement et donc, il n'y a pas de risque pour l'occupant. Le seul risque que l'on pourrait envisager pour ces désordres serait une panique des occupants ne pouvant pas sortir du fait du coincement des portes et fenêtres, et tentant par là des évacuations risquées (défenestration, par exemple). Mais ce risque reste extrêmement limité en raison du caractère progressif des déformations d'une part, et de la faible proportion de bâtiments touchés, d'autre part. Toutefois, il pourrait être utile de diffuser un message clair aux occupants des bâtiments concernés, pour les engager au calme, en cas de premiers mouvements ressentis.

Les sept désordres prévisibles dont trois du niveau N3 et quatre désordres 1 à 4 du niveau N4, plus sévères que les précédents, présentent un risque de panique accentué par rapport à ce qui est décrit ci-dessus pour les trois désordres du niveau N2. Mais ces désordres sont réputés pouvant également conduire à des ruptures de canalisations par de faibles changements de géométrie. En conséquence, la présence de canalisations de gaz représente ici le risque majeur pouvant être appréhendé, risque très largement pondéré par le caractère progressif de l'affaissement. Dans ces conditions, les installations au gaz ne sont pas recommandées.

Les trois désordres 5, 6, 7 du niveau d'endommagement N4 et ceux du niveau N5, sont définis en lien avec des changements importants de géométrie (murs hors d'aplomb, etc...) et avec des risques de chutes d'éléments de structure ou d'équipement. Ces deux niveaux d'endommagement présentent des risques certains pour la sécurité des occupants qui ne peuvent pas être pondérés par le délai d'évacuation car il s'agit là d'une situation d'effondrement ou d'impraticabilité des ouvrages, ce qui n'était pas le cas pour les niveaux de N1 à N3 et une partie de N4, pour lequel il s'agissait d'une situation d'amorce de désordres.

Pour se placer du côté de la sécurité et en vue de la simplification de la démarche, il est raisonnable de considérer que, pour les niveaux d'endommagement de N1 à N3, la sécurité des occupants ne peut pas être directement menacée, du fait de l'absence de risque de chutes d'éléments porteurs ou d'équipement et du caractère progressif de l'affaissement tandis que pour les niveaux N4 et N5, la sécurité des occupants est menacée en l'absence de dispositifs de surveillance adaptés.

7.4. Niveaux d'endommagement des bâtiments types

Le tableau 7.1 indique les niveaux d'endommagement prévisibles pour chaque bâtiment correspondant à un type donné. Ces niveaux ont été estimés à partir de la capacité des constructions à se déformer avant d'atteindre des états de rupture, qui dépendent globalement de leur aptitude à :

- constituer une boîte aussi monolithique que possible et à reposer sur des fondations continues et reliées entre elles ;
- disposer pour les murs, les planchers et la toiture d'une grande rigidité dans leur plan et à agir comme des diaphragmes verticaux et horizontaux ;
- assurer un comportement non-fragile pour les liaisons entre les éléments rigides afin de résister aux déformations imposées.

De plus, l'importance des dégradations du bâti dépend également de la ductilité d'ensemble de la construction. Cette ductilité d'ensemble dépend d'ailleurs des ductilités locales que l'on peut estimer à partir du système constructif et de l'organisation de ses composants.

On note que les résultats indiqués dans ce tableau s'appliquent d'une manière générale à un groupe de bâtiments types à l'échelle d'une commune et ne présentent pas un ouvrage isolé. Ils sont strictement liés à la typologie définie dans ce rapport ainsi qu'à toutes les hypothèses qui y sont mentionnées. Il serait par conséquent erroné et dangereux d'utiliser directement ces tableaux dans un contexte où les hypothèses de départ diffèrent.

La pente a été limitée à 4%, valeur de pente maximale de la zone d'affaissement progressif liée à l'effondrement partiel du quartier 8, la pente maximale de l'affaissement progressif en cas de mine sèche étant de 3%.

Pour les bâtiments singuliers (type 7), il n'est pas possible d'établir une échelle d'endommagement correspondante. On devra donc examiner ces cas individuellement.

Pour le cas des bâtiments de dimensions relativement petites (annexe, garage, abri..), il est possible de les assimiler aux bâtiments de type 1r.

Tableau 7.1 : Niveaux d'endommagement des bâtiments types en fonction de la pente prévisible de l'affaissement du terrain (pente de l'affaissement = pente du bâti)

Niveaux d'endommagement		Pente prévisible de l'affaissement (%)							
		0,1-0,5	0,51-1	1,1-1,5	1,51-2	2,1-2,5	2,51-3	3,1-3,5	3,51-4
Type de bâtiment	Type 1s (Ex :Maison ancienne avec sous-sol)	N2	N3	N4	N4	N4	N4	N5	N5
	Type 1r (Ex :Maison ancienne sans sous-sol)	N1	N2	N3	N4	N4	N4	N5	N5
	Type 2s (Ex :Maison récente avec sous-sol)	N1	N2	N3	N4	N4	N4	N5	N5
	Type 2r (Ex :Maison récente sans sous-sol)	N1	N1	N2	N3	N3	N4	N4	N5
	Type 3s (Ex :Bâtiment collectif avec sous-sol)	N1	N2	N3	N4	N4	N4	N5	N5
	Type 3r (Ex :Bâtiment collectif sans sous-sol)	N1	N1	N2	N3	N4	N4	N4	N5
	Type 4 (Ex :Petit ERP)	N1	N2	N3	N4	N4	N4	N5	N5
	Type 5m (Ex :Bâtiment d'activité ancienne maçonnée)	N3	N4	N5	N5	N5	N5	N5	N5
	Type 5cm (Ex :Bâtiment d'activité ancienne métallique)	N1	N2	N3	N4	N4	N4	N5	N5
	Type 6 (Ex :Bâtiment d'activité récent)	N1	N2	N3	N4	N4	N5	N5	N5

7.5. Détermination des facteurs de pondération

Les bâtiments issus d'un même type et subissant une même sollicitation peuvent avoir un comportement différent selon plusieurs facteurs tels que la géométrie en plan, la position par rapport aux autres constructions, ou le type de terrain (pente, type de sol...). Nous définissons dans ce qui suit des facteurs susceptibles de modifier le niveau d'endommagement des bâtiments issus d'un même type.

Le tableau 7.2 synthétise les facteurs favorables ainsi que défavorables dans la quantification du niveau d'endommagement d'un bâtiment type. Le facteur de pondération est défini comme la somme du facteur de pondération défavorable (positive ou nulle) et du facteur de pondération favorable (négative ou nulle):

$$F = \sum \text{pondération favorable} + \sum \text{pondération défavorable}$$

Dans les cas particuliers :

- $F > 3$: niveau N5 pour tous les types de bâtiments.
- $F = 0$: niveaux de référence (tableau 7.1).
- $F < -3$: niveau N1 pour tous les types de bâtiments.

Tableau 7.2 : Facteurs favorables et défavorables dans la quantification du niveau d'endommagement d'un bâtiment, en fonction de la pente prévisible de l'affaissement du terrain (pente de l'affaissement = pente du bâti)

Niveaux d'endommagement		Pente prévisible de l'affaissement (%)							
		0,1-0,5	0,51-1	1,1-1,5	1,51-2	2,1-2,5	2,51-3	3,1-3,5	3,51-4
Facteur aggravant	Emprise au sol complexe	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Rapport largeur/longueur $\leq 0,3$	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Surface $\geq 1,2.S_0^{**}$	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Irrégularité en élévation	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Nombre de niveaux $\geq n_0+1^*$	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Pente élevée du terrain (7 à 10%)	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Murs de clôture accolés	+1	+1	+1	+1	+2	+2	+2	+2
	Mauvais état de conservation	+1	+1	+1	+1	+2	+2	+3	+3
	Constructions mitoyennes (insuffisance des joints d'affaissement)	+1	+1	+2	+2	+3	+3	+4	+4
Facteur favorable	nombre de niveaux $\leq n_0-1^*$	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Surface $\leq 0,5.S_0^{**}$	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Rapport largeur/longueur $\geq 0,8$	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

* : n_0 : nombre de niveaux de référence

** : S_0 : surface de référence

7.6. Détermination des gains de renforcement

Nous avons vu plus haut que les dispositions de renforcement généralisées permettent d'améliorer le comportement général du bâtiment. Cette amélioration, qu'on appellera par la suite « gain », se caractérise par une diminution du niveau d'endommagement du bâtiment vis-à-vis des affaissements de terrain.

Bien que les dispositions de renforcement localisées permettent de remédier à des points faibles ponctuels de la structure, elles ne donnent pas lieu à une modification du comportement général du bâtiment. En conséquence, seuls les gains apportés par les dispositions de renforcement généralisés seront estimés dans ce qui suit (voir tableau 7.3).

Tableau 7.3 : Gains de renforcement dans la détermination du niveau d'endommagement d'un bâtiment en fonction de la pente prévisible de l'affaissement du terrain (pente de l'affaissement = pente du bâti)

Gain de renforcement G		Pente prévisible de l'affaissement (%)							
		0,1-0,5	0,51-1	1,1-1,5	1,51-2	2,1-2,5	2,51-3	3,1-3,5	3,51-4
Diminution des sollicitations sur les bâtis	Création d'un joint vertical	-1	-1	-2	-2	-3	-3	-4	-4
	Désolidarisation des murs de clôture extérieure	-1	-1	-1	-1	-2	-2	-2	-2
	Création d'une tranchée périphérique ou d'un joint de glissement	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
Augmentation de la résistance et de la ductilité	Élargissement des fondations ou ajout de longrines ou ajout de ceinturage des fondations	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Ajout des chaînages ou câbles périphériques	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Ajout d'un contreventement métallique	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

7.7. Exemples illustratifs

En vue de se familiariser avec l'outil d'aide à la décision proposé, l'ensemble de la démarche décrite ci-dessus est mis en œuvre sur différentes constructions existantes de la commune de Varangéville.

7.7.1. Exemple 1 : Travaux de réhabilitation d'une maison individuelle

La figure 7.8 est un exemple de maison individuelle sur laquelle la surélévation d'un niveau est envisagée. Cette maison est sur le quartier 10 dont la pente d'affaissement maximal est de 1%.



Figure 7.8 : exemple d'une maison individuelle du quartier 10 dont la pente d'affaissement maximale est de 1%

Phase 1 : Analyse du bâtiment type

Étape 1 : Détermination du type de bâtiment.

Le bâtiment est sur deux niveaux sans sous-sol (R+1). La structure est en maçonnerie chaînée. En conséquence, ce bâtiment peut être classé en type 2r.

Étape 2 : Détermination du niveau d'endommagement du bâtiment type (tableau 7.1).

Le tableau 7.1 indique que le niveau d'endommagement prévisible correspondant du bâtiment 2r sur le quartier 10 est N1.

Phase 2 : Reconnaissance du bâtiment réel

Étape 1 : Détermination du facteur de pondération relatif aux conditions réelles à l'état initial (tableau 7.2).

Dans l'analyse du niveau d'endommagement relatif aux conditions réelles de ce bâtiment sur le quartier 10, on relève :

- un facteur favorable :
 - la surface d'environ 50 m² est inférieure à la moitié de la surface de référence (0,5 x 130 = 65 m²)
⇒ $F_{\text{favorable}} = -1$.
- un facteur défavorable :
 - mauvais état de conservation (fissures constatées au niveau des ouvertures)
⇒ $F_{\text{défavorable}} = +1$.

Étape 2 : Détermination du facteur de pondération relatif aux conditions réelles suite à une réhabilitation (tableau 7.2).

La surélévation d'un niveau conduit à une augmentation de la hauteur du bâtiment. Dans l'analyse du niveau d'endommagement relatif aux conditions réelles de ce bâtiment suite à cette intervention, on relève :

- un facteur défavorable :
 - le nombre de niveaux (3 niveaux) est supérieur au nombre de niveaux de référence du type 2r (2 niveaux)
⇒ $F_{\text{réhabilitation}} = +1$.

Étape 3 : Détermination des gains de renforcement (tableau 7.3).

Le renforcement n'est pas envisagé ⇒ le gain $G = 0$.

Étape 4 : Détermination du facteur de pondération total.

Le facteur de pondération total s'écrit :

$$F = F_{\text{favorable}} + F_{\text{défavorable}} + F_{\text{réhabilitation}} + G = -1 + 1 + 1 + 0 = +1$$

Phase 3 : Détermination du niveau d'endommagement final

Le niveau d'endommagement final s'écrit :

$$N = N(1+F) = N2 < N3$$

⇒ Autorisation de la surélévation avec les prescriptions et recommandations disponibles dans le présent rapport.

7.7.2. Exemple 2 : Travaux de réhabilitation d'une maison individuelle avec les dispositifs de renforcement

La figure 7.9 est un exemple de maison individuelle sur laquelle la surélévation d'un niveau ainsi que des travaux de renforcement sont envisagés. Cette maison est également sur le quartier 10 dont la pente d'affaissement maximal est de 1%.



Figure 7.9 : exemple d'une maison individuelle du quartier 10 dont la pente d'affaissement maximale est de 1%

Phase 1 : Analyse du bâtiment type

Étape 1 : Détermination du type de bâtiment.

Le bâtiment est sur trois niveaux dont le sous-sol et deux étages. La structure est en maçonnerie chaînée. En conséquence, ce bâtiment peut être classé en type 2s.

Étape 2 : Détermination du niveau d'endommagement du bâtiment type (tableau 7.1).

Le tableau 7.1 indique que le niveau d'endommagement prévisible correspondant du bâtiment 2s sur le quartier 10 est N2.

Phase 2 : Reconnaissance du bâtiment réel

Étape 1 : Détermination du facteur de pondération relatif aux conditions réelles à l'état initial (tableau 7.2).

Dans l'analyse du niveau d'endommagement relatif aux conditions réelles de ce bâtiment sur le quartier 10, on relève :

- un facteur favorable :
 - la surface d'environ 50 m² est inférieure à la moitié de la surface de référence (0,5 x 130 = 65 m²)
⇒ $F_{\text{favorable}} = -1$.
- deux facteurs défavorables :
 - pente élevée du terrain → $F_{\text{défavorable},1} = +1$
 - présence de garages accolés → $F_{\text{défavorable},2} = +1$
⇒ $F_{\text{défavorable}} = 1 + 1 = 2$.

Étape 2 : Détermination du facteur de pondération relatif aux conditions réelles suite à une réhabilitation (tableau 7.2).

La surélévation d'un niveau conduit à une augmentation de la hauteur du bâtiment. Dans l'analyse du niveau d'endommagement relatif aux conditions réelles de ce bâtiment suite à cette intervention, on relève :

- un facteur défavorable :
 - le nombre de niveaux (4 niveaux) est supérieur au nombre de niveaux de référence du type 2s (3 niveaux)
⇒ $F_{réhabilitation} = +1$.

Étape 3 : Détermination des gains de renforcement (tableau 7.3).

Lorsque le joint vertical d'affaissement est mis en place, le gain de renforcement : $G = -1$.

Étape 4 : Détermination du facteur de pondération total.

Le facteur de pondération total s'écrit :

$$F = F_{favorable} + F_{défavorable} + F_{réhabilitation} + G = -1 + 2 + 1 - 1 = 1$$

Phase 3 : Détermination du niveau d'endommagement final

Le niveau d'endommagement final s'écrit :

$$N = N(2+F) = N3 = N3$$

⇒ Autorisation de la surélévation avec des dispositifs de renforcement, en respectant les prescriptions et recommandations disponibles dans le présent rapport.

8. CONCLUSION

La présente étude est destinée à examiner les conditions dans lesquelles il serait possible de procéder à une modification ou un renforcement des bâtiments existants sur la commune de Varangéville. Le comportement attendu des constructions existantes a été analysé vis-à-vis des risques encourus par la population, en cas d'affaissement progressif du terrain. La recherche des techniques de renforcement, visant à diminuer la vulnérabilité des constructions, a exploré des techniques non invasives adaptées à l'aléa et au bâti. Néanmoins, le renforcement du bâti existant amène à réaliser des travaux préventifs parfois très onéreux, et dont le montant peut être supérieur au prix vénal du bâtiment.

Il y a lieu de souligner que des études de vulnérabilité de ce type ne peuvent prétendre à un statut prédictif strict. En d'autres termes, le présent rapport présente de la manière la plus claire possible une **tendance générale** du comportement du bâti, avec des considérations particulières pour certains ouvrages, qui, en raison de leurs caractéristiques structurales, ont pu donner lieu à des appréciations plus précises. De nombreuses incertitudes ont entaché inévitablement la précision des analyses effectuées, en particulier, les qualités d'exécution du gros œuvre ainsi que les dispositions adoptées en infrastructures, partie d'ouvrages par nature non visibles. Toutefois, la typologie qui a été choisie a permis d'avoir une idée suffisamment précise sur des paramètres d'incertitudes.

Dans l'objectif de pouvoir analyser la vulnérabilité éventuelle de la construction, sans avoir besoin de recourir à des reconnaissances approfondies ni d'analyse par des calculs trop complexes, un outil d'aide à la décision a été proposé. Cet outil s'appuie sur des paramètres propres à cette étude et sur la connaissance de caractéristiques propres à la typologie des bâtiments étudiés. Il permet non seulement de déterminer les mesures de confortement des constructions et le chiffrage des coûts de reprises des désordres structuraux mais aussi de connaître spécifiquement le niveau d'endommagement de chaque bâtiment. Grâce à son utilisation simple, cet outil permet également aux utilisateurs de choisir et de mettre en pratique les méthodes de renforcement les mieux adaptées à leur construction.

Enfin, les exemples illustratifs de la démarche d'évaluation proposée ont permis de montrer que la vulnérabilité du bâti existant peut être notablement améliorée moyennant la mise en place d'un renforcement préventif. Ils montrent également que, globalement, le bâti rencontré sur la commune de Varangéville, n'ayant pas été dimensionné pour résister à des sollicitations dues à un affaissement progressif de terrain, laisse prévoir une réponse structurale très variable à l'affaissement retenu. Les types de bâtiments, bien que courants, présentent un comportement très différent selon leur caractéristiques architecturales et structurales et les cas de figures dans lesquels ils se situent.

9. LISTE DES DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE

- [1] Geoderis - " Mine de sel de Varangéville. Évaluation des aléas mouvements de terrain associés aux quartiers anciens " - Rapport E2013/190DE – 13LOR2230 - 27/01/2014
- [2] CSTB - " Etude d'incidence des affaissements prévisibles sur l'urbanisation" – Rapport d'étude – 2002
- [3] Geddes J.D. - " Structural design and ground movements. Ground movement and their effects on structures" - Surrey University Press – 1984
- [4] Deck O., Al Heib M., Homand F., Gueniffey Y., Wojtkowiak F. - " Méthodes de prévision des dégradations des structures bâties en zone d'affaissement minier " - Revue française de Géotechnique, 15-33. <ineris-00961864>. – 2002
- [5] Boscardin M. D. and Cording E.J. - " Building response to excavation-induced settlement " - Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, n° 1 – 1989
- [6] Saeidi A. - " La vulnérabilité des ouvrages soumis aux aléas mouvements de terrains ; développement d'un simulateur de dommages " - Thèse de doctorat. Université de Nancy – 2010
- [7] Amir-Mazaheri D., Bish P., Capra A., Chenaf M., Davidovici V., Delmotte P., Taillefer N. - " Renforcement parasismique des bâtiments - Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâtiment existant " – Guide Technique, CSTB – 2010
- [8] Zacek M. - " Construire Parasismique " – Edition Parenthèses. ISBN 2-86364-2, Marseille – 1996
- [9] Kwiatek J., - " Protection des constructions sur les terrains miniers (traduction du polonais) " – Publication du G.I.G., Katowice – 1998
- [10] Neuhaus E. H. - " A.B.C. de la construction des maisons d'habitation en zones d'affaissements miniers " – Editions Eyrolles, traduit par Soots – 1965
- [11] Soots P. - " Le phénomène des affaissements miniers et la prévention de ses conséquences dommageables " – Cahier du CSTB n°96, cahier 836 – 1969
- [12] Whittaker B. N., Reddish D. J. - " Subsidence's : Occurrence, Prediction, Control" – Editions Elsevier – 1989
- [13] ICE (Institution of Civil Engineers) - " Ground subsidence " – ISBN 0727700464 (Londres) – 1977
- [14] INERIS - " PROGRAMME EAT DRS-02. Recommandations pour l'évaluation et le traitement des conséquences des mouvements du sous-sol sur le bâti " – Rapport d'étude DRS-08-95042-13683A – 2008
- [15] National Coal Board - " Subsidence Engineering's handbook " – National Coal Board London – 1975
- [16] Peng S. S., Luo Y., Dutta D. - " An engineering approach to ground surface subsidence " – Damage due to longwall mining, 227-231 – 1996
- [17] Deck O. - " Etude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti: proposition pour une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité du bâti " - Thèse de doctorat. Institut National Polytechnique de Lorraine – 2002
- [18] Al Heib M. - " Influence de la déformation horizontale sur le bâti – Rôle d'une tranchée périphérique " – Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Nantes – 2008

- [19] Hor B. - " Evaluation et réduction des conséquences des mouvements de terrains sur le bâti: approches expérimentale et numérique " - Thèse de doctorat. INSA de Lyon – 2012
- [20] Peng S. S., Cheng S. L. - " Predicting surface subsidence for damage prevention " - Coal Mining Processing, Vol. 18, No. 5, pp. 84-95 – 1981
- [21] Yokel F. Y., Salomone L. A., Gray R. E. - " Housing construction in areas of mine subsidence " - Journal of Geotech. Engineering, 108(GT9) – 1982
- [22] Kawulok M. - " The state of stress in a building constructed of large precast wall panels subjected to mining subsidence. " Proc. of the 2nd international conference on ground movements and structures, Cardiff, Edité par Geddes J. D., Pentech press, pp. 251-263 – 1980
- [23] Niemiec. - " Annulation des conséquences des déformations de la surface consécutives à une exploitation souterraine (traduit du polonais : "Usuwanie skutkow deformacji terenu powstałych w wyniku prowadzenia eksploatacji podziernrnej"). - Konferencja naukowo techniczna – 2001
- [24] Peng S.S.; Luo Y.; Dutta D. - " Engineering approach to ground surface subsidence damage due to longwall mining. " Mining technology v.78, no.900, pp .227-231 – 1996
- [25] CSTB - " Guide Pratique - maçonneries" – Guide Pratique – 2008

Annexe(s)

Annexe 1 Glossaire

Guide pratique maçonnerie (CSTB, 2008 [25])

Appui : surface sur laquelle porte une poutre ou un plancher

Baie : Menuiserie : ouverture dans un mur (porte, fenêtre) ou une charpente (fenêtre de toit)

Chaînage : ceinturage en béton armé incorporé à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires et en éviter l'écartement ; il est généralement disposé à la jonction entre mur et plancher (chaînage horizontal) ou entre deux murs (chaînage vertical).

Coffrage : maçonnerie : ouvrage provisoire, réalisé généralement en bois, permettant le moulage du béton.

Comble : ensemble constitué par la charpente et la couverture d'un édifice.

Contreventement : Structure et charpente : dispositif mis en place pour s'opposer aux déformations d'un ouvrage sous un effort horizontal tel que celui engendré par le vent.

Couvre-joint : élément souvent sous forme de baguette recouvrant un joint pour le cacher

Dallage (sur terre-plein) : ouvrage horizontal en béton armé coulé sur un terre-plein pour constituer le sol du rez-de-chaussée (l'autre solution étant le plancher sur vide sanitaire ou sur sous-sol).

Dormant : châssis (encadrement) fixe de porte ou de fenêtre destiné à recevoir les parties ouvrantes.

Façade : mur extérieur généralement porteur constituant l'un des grands côtés d'une construction à base rectangulaire ; les murs extérieurs perpendiculaires sont appelés pignons.

Ferme : assemblage de pièces de charpente triangulées, placées de distance en distance pour supporter la couverture d'un bâtiment

Ferrailage : ensemble des armatures en acier dans le béton armé

Feuillure : maçonnerie : entaille pratiquée dans les montants des baies pour y loger le bâti.

Fissure : maçonnerie : fente, crevasse dans un mur, un enduit, indiquant un désordre dans la construction

Flèche : amplitude de la courbe que prend une pièce de structure horizontale sous l'influence de charges.

Fondations : ouvrage en béton armé ou couche préparatoire de béton, servant à la répartition des charges.

Gros œuvre : ensemble des ouvrages formant la structure d'un bâtiment et en assurant la stabilité et la résistance (fondation, murs porteurs, planchers,...).

Huisseries : menuiserie : encadrement fixe en bois ou en métal d'une porte dans une cloison, composée de deux montants et d'une traverse.

Joint : espaces séparant des éléments de maçonnerie juxtaposés dont il convient d'assurer la liaison.

Jointement : maçonnerie : remplissage des joints d'une maçonnerie avec un matériau de liaison, tel que plâtre, mortier de chaux ou de ciment.

Linteau : travers horizontale en bois, en acier, en pierre ou en béton armé, placée au-dessus d'une ouverture et qui s'appuie sur les deux jambages de la baie pour constituer avec l'appui l'encadrement de la baie.

Panne : Charpente : pièce placée horizontalement sur les arbalétriers des fermes et portant les chevrons.

Parement : surface apparente d'un ouvrage.

Radier : ouvrage horizontal en béton armé reposant directement sur le sol.

Rampant : surface inclinée. Bord inclinée d'un pignon.

Refend : mur intérieur porteur et de contreventement constituant un appui intermédiaire pour un plancher ou une charpente entre murs extérieurs porteurs ; la pointe de refend prolonge ce mur en comble.

Remblai: terrassement : masse de terre rapportée pour élever le niveau d'un terrain.

Seconde œuvre : ensemble des ouvrages complétant une construction.

Semelle de fondation : élément de fondation linéaire répartissant les charges des murs porteurs sur le sol.

Soubassement : partie basse d'une construction généralement enterrée, en maçonnerie ou en béton, qui suit le développé des murs porteurs et délimite notamment le sous-sol ou le vide sanitaire.

Trumeau : partie de mur ou de cloison comprise entre deux baies d'un même niveau.

Vide sanitaire : espace de faible hauteur bordé par les murs de soubassement et séparant du sol le plancher bas d'une construction pour le protéger contre les remontées d'humidité.

Annexe 2 Outil d'aide à la décision adapté aux quartiers

Tableau A.1 : Niveaux d'endommagement des bâtiments types, par quartier

Niveaux d'endommagement		Quartiers												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Type de bâtiment	Type 1s (Ex : Maison ancienne avec sous-sol)	N3	N1	N2	N2	N2	N2	N3	N5	N3	N3	N2	N2	N4
	Type 1r (Ex : Maison ancienne sans sous-sol)	N2	N1	N1	N1	N1	N1	N2	N5	N2	N2	N1	N1	N4
	Type 2s (Ex : Maison récente avec sous-sol)	N2	N1	N1	N1	N1	N1	N2	N5	N2	N2	N1	N1	N4
	Type 2r (Ex : Maison récente sans sous-sol)	N1	N1	N1	N1	N1	N1	N1	N5	N1	N1	N1	N1	N4
	Type 3s (Ex : Bâtiment collectif avec sous-sol)	N2	N1	N1	N1	N1	N1	N2	N5	N2	N2	N1	N1	N4
	Type 3r (Ex : Bâtiment collectif sans sous-sol)	N1	N1	N1	N1	N1	N1	N1	N5	N1	N1	N1	N1	N4
	Type 4 (Ex : Petit ERP)	N2	N1	N1	N1	N1	N1	N2	N5	N2	N2	N1	N1	N4
	Type 5m (Ex : Bâtiment d'activité ancienne maçonnée)	N4	N3	N3	N3	N3	N3	N4	N5	N4	N4	N3	N3	N5
	Type 5cm (Ex : Bâtiment d'activité ancienne métallique)	N2	N1	N1	N1	N1	N1	N2	N5	N2	N2	N1	N1	N4
	Type 6 (Ex : Bâtiment d'activité récent)	N2	N1	N1	N1	N1	N1	N2	N5	N2	N2	N1	N1	N5

Tableau A.2 : Facteurs favorables et défavorables dans la quantification du niveau d'endommagement d'un bâtiment, par quartier

Niveaux d'endommagement		Quartiers												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Facteur aggravant	Emprise au sol complexe	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Rapport largeur/longueur $\leq 0,3$	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Surface $\geq 1,2.S_0^{**}$	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Irrégularité en élévation	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Nombre de niveaux $\geq n_0+1^*$	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Pente élevée du terrain (7 à 10%)	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Murs de clôture accolés	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+2	+1	+1	+1	+1	+2
	Mauvais état de conservation	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+3	+1	+1	+1	+1	+2
	Constructions mitoyennes (insuffisance des joints d'affaissement)	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+4	+1	+1	+1	+1	+3
Facteur favorable	nombre de niveaux $\leq n_0-1^*$	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Surface $\leq 0,5.S_0^{**}$	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Rapport largeur/longueur $\geq 0,8$	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

 * : n_0 : nombre de niveaux de référence

 ** : S_0 : surface de référence

Tableau A.3 : Gains de renforcement dans la détermination du niveau d'endommagement d'un bâtiment, par quartier

Gain de renforcement G		Quartiers												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Diminution des sollicitations sur les bâtis	Création d'un joint vertical	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-4	-1	-1	-1	-1	-3
	Désolidarisation des murs de clôture extérieure	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-2	-1	-1	-1	-1	-2
	Création d'une tranchée périphérique ou d'un joint de glissement	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
Augmentation de la résistance et de la ductilité	Élargissement des fondations ou ajout de longrines ou ajout de ceinturage des fondations	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Ajout des chaînages ou câbles périphériques	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Ajout d'un contreventement métallique	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1