

DEPARTEMENT DU VAR  
COMMUNE DE LA CADIERE D'AZUR



PLAN LOCAL D'URBANISME

RISQUES EFFONDREMENT - GUIDES CSTB

Révision totale du PLU  
Prescrite par DCM du 21/6/2013  
Projet de PLU arrêté par DCM du  
PLU approuvé par DCM du



Christian LUYTON – MTDA – AKENE PAYSAGE – TERRES ET TERRITOIRES - CEREG

**GUIDE DE DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LE  
BATI NEUF SITUE EN ZONE D’ALEA DE TYPE  
AFFAISSEMENT PROGRESSIF**

**Document établi par :**

**CSTB Marne La Vallée**

84, avenue Jean Jaurès – Champs-sur-Marne  
Boite Postale 02  
F-77421 Marne-la-Vallée Cedex 2

**DEPARTEMENT SECURITE, STRUCTURES ET FEU**

*Division Ingénierie de la Sécurité & Technologies Associées*

*M. CHENAF*

*O. HENNO*

*N. RUAUX*



# SOMMAIRE

<b>1. DOMAINE D'APPLICATION .....</b>	<b>5</b>
1.1 CONTEXTE ET OBJECTIF .....	5
1.2 CONTENU DE L'ETUDE .....	6
1.3 DEFINITION DE L'AFFAISSEMENT MINIER .....	8
1.4 DEFINITION DE LA TYPOLOGIE DE BATIMENT .....	8
1.4.1 Type 1 - Bâtiment à rez-de-chaussée, à ossature en béton avec façade ouverte .....	8
1.4.2 Type 2 - Bâtiment à rez-de-chaussée et un étage partiel, à ossature en béton.....	9
1.4.3 Type 3 - Bâtiment à rez-de-chaussée et un étage, à ossature en béton .....	9
1.4.4 Type 4 - Bâtiment à rez-de-chaussée et trois étages, à ossature en béton.....	9
1.4.5 Type 5 - Bâtiment à rez-de-chaussée, à ossature métallique .....	10
<b>2. HYPOTHESES GENERALES .....</b>	<b>11</b>
2.1 DEFINITION DES NIVEAUX D'ENDOMMAGEMENT .....	11
2.1.1 Niveau d'endommagement N1 .....	12
2.1.2 Niveau d'endommagement N2 .....	12
2.1.3 Niveau d'endommagement N3 .....	12
2.1.4 Niveau d'endommagement N4 .....	12
2.1.5 Niveau d'endommagement N5 .....	12
2.1.6 Relation entre le niveau d'endommagement et la variation de longueur du bâtiment.....	13
2.2 EFFET DE LA DEFORMATION HORIZONTALE DU SOL SUR LE BATI .....	13
2.3 EFFET DE LA COURBURE DU TERRAIN SUR LE BATI .....	14
2.3.1 Augmentation des contraintes de sol .....	14
2.3.2 Décollement des fondations .....	15
2.4 EFFET DE LA PENTE DU TERRAIN SUR LE BATI .....	16
2.4.1 Augmentation des contraintes de sol .....	16
2.4.2 Traction dans les façades .....	17
<b>3. NIVEAUX D'IMPACT SELON LA PENTE DE L'AFFAISSEMENT..</b>	<b>18</b>
3.1 NIVEAUX D'ENDOMMAGEMENT .....	18
3.1.1 Type 1 - Bâtiment à rez-de-chaussée, à ossature en béton avec façade ouverte .....	18
3.1.2 Type 2 - Bâtiment à rez-de-chaussée et un étage partiel, à ossature en béton.....	19
3.1.3 Type 3 - Bâtiment à rez-de-chaussée et un étage, à ossature en béton .....	19
3.1.4 Type 4 - Bâtiment à rez-de-chaussée et trois étages, à ossature en béton.....	19
3.1.5 Type 5 - Bâtiment à rez-de-chaussée, à ossature métallique .....	20
3.2 POSSIBILITE DE REMISE EN ETAT ET ESTIMATION DES COUTS DES REPARATIONS ...	20
<b>4. DISPOSITIONS GENERALES DE CONSTRUCTIBILITE .....</b>	<b>21</b>
4.1 IMPLANTATION .....	21
4.2 VOISINAGE .....	22
4.3 MATERIAUX .....	25
4.3.1 Béton .....	25
4.3.2 Aciers pour charpente métallique .....	26
4.3.3 Eléments de maçonneries .....	26
4.3.4 Mortier de jointoiement .....	28
4.4 FORMES ET DIMENSIONS GENERALES .....	28
4.5 FONDATIONS.....	30
4.6 SUPERSTRUCTURE .....	34
4.7 ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	36
4.7.1 Les façades et menuiseries extérieures.....	36
4.7.2 Escaliers .....	38
4.7.3 Eléments en console verticale .....	38

4.7.4	<i>Les conduits maçonnés</i> .....	39
4.7.5	<i>Les toitures</i> .....	39
4.7.6	<i>Cloisons de distribution</i> .....	42
4.8	RESEAUX .....	43
4.9	MODALITES DE RELEVAGE DES BATIMENTS .....	45
4.10	LES LIMITES D'APPLICATION DE L'ETUDE .....	46
<b>5.</b>	<b>SECURITE DES OCCUPANTS .....</b>	<b>47</b>
<b>6.</b>	<b>SYSTEMES CONSTRUCTIFS ALTERNATIFS .....</b>	<b>49</b>
6.1	GENERALITES .....	49
6.2	LA CONSTRUCTION EN BOIS.....	50
6.3	PROCEDE CONSTRUCTIF DE GROS ŒUVRE DE MAISON AVEC OSSATURE ACIER.....	53
6.4	LE BETON LEGER.....	54
6.5	LA CONSTRUCTION EN GRANDS PANNEAUX PREFABRIQUES .....	55

# 1. Domaine d'application

## 1.1 Contexte et objectif

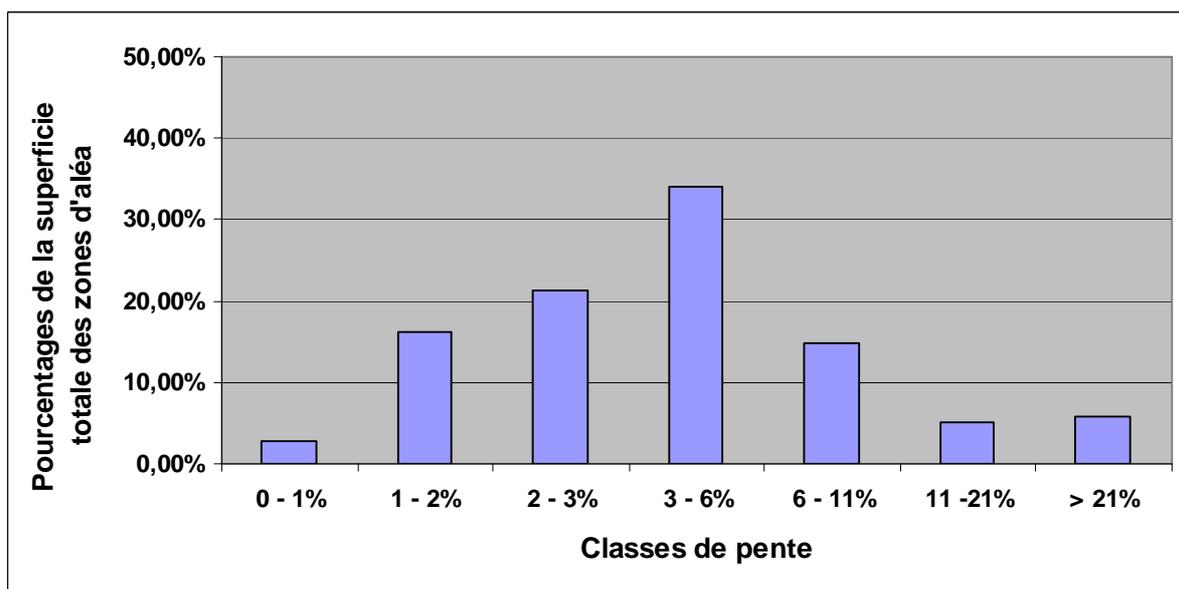
Les problèmes posés par les risques d'affaissement minier résiduels dans les bassins miniers Nord-lorrains ont conduit l'Etat à définir ses orientations fondamentales en matière d'aménagement dans le cadre d'une Directive Territoriale d'Aménagement (DTA), et à engager un programme d'élaboration des Plans de Prévention des Risques Miniers (PPRM), outils opérationnels permettant de gérer le risque minier.

Pour aider à la rédaction de la DTA, une première étude effectuée en 2002 a permis de déterminer les niveaux de pentes de terrain qui n'occasionnent que des endommagements faibles sur le bâti (coût des réparations limités à 15 % du prix de la construction neuve).

Les résultats de cette première étude ont montré notamment que :

- le coût des réparations dépasse ces 15 % au-delà d'une pente de 3 %,
- le renforcement du bâti permet d'améliorer notablement son comportement.

Le tableau suivant décrit la répartition des pentes selon les superficies concernées par les affaissements, et montre qu'une grande partie des superficies sont soumises à des pentes supérieures à 3 %.



De ce fait, il a paru nécessaire d'étendre la première étude au comportement du bâti neuf renforcé pour des pentes supérieures à 3 %, sans limiter le coût des réparations.

C'est l'objet de ce **document technique, qui doit servir d'aide à la rédaction des PPRM.**

Ce document doit constituer la base d'un outil d'aide à la décision pour les maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvre et les acteurs de la construction en général.

A cet effet, la présente étude se charge d'analyser le comportement des **constructions neuves disposant de dispositions de renforcement**, dans les communes soumises à des aléas d'affaissements miniers où les pentes pourraient être élevées, et d'estimer ainsi les impacts prévisibles (niveaux d'endommagement) sur le bâti en fonction des niveaux d'aléas.

## 1.2 Contenu de l'étude

Les recommandations décrites dans l'étude portent sur les règles d'implantation, les dispositions constructives en matière de bâti (gros œuvre, second œuvre et réseaux). Les corps d'état techniques tels que le chauffage, la VMC et l'électricité ne sont pas visés.

Le choix des bâtiments (annexe d'habitation, Etablissement Recevant du Public de cinquième catégorie, maison individuelle, petit collectif et bâtiment industriel) retenu par le comité de pilotage a été établi en fonction de la précédente étude réalisée en 2002 et de la typologie du bâti de la région (bâtiment traditionnel en béton et blocs de béton de granulats courants pour les habitations et construction métallique pour les bâtiments industriels).

Les types de bâtiments retenus sont supposés respecter, au moins, les règles de l'art de la construction : les Normes Françaises – Documents Techniques Unifiés (et les Avis Techniques) régissant notamment les modes de mise en œuvre de techniques de construction et les règles usuelles de conception et de calculs (BAEL pour les structures en béton armé, CM 66 modifiées pour les structures métalliques et CB 71 pour les structures en bois). En particulier, les bâtiments sans dispositions particulières de renforcement sont supposés présenter des fondations en béton armé dûment dimensionnées et une superstructure disposant, a minima, de chaînages horizontaux et verticaux.

Les préconisations en matière de dispositions constructives concernent cinq types de bâtiments renforcés structurellement à hauteur d'un surcoût à la construction limité à :

- 15 % environ dans un premier cas (bâtiment fortement renforcé),
- 6 % dans un deuxième cas (bâtiment faiblement renforcé).

Les ouvrages exceptionnels ou particuliers ne font pas partie de l'étude.

Les effets prévisibles en surface des affaissements miniers éventuels ont été fournis au CSTB par GEODERIS sous forme de tableaux et de cartes. Ces documents ont permis de définir :

- la pente maximale du sol due à l'affaissement,
- le déplacement vertical du sol à la fin de l'affaissement,
- la déformation horizontale du sol due à l'affaissement.

De ce point de vue, les hypothèses de travail fournies par la DRIRE considèrent que les affaissements sont de type progressif. La présente étude ne prend pas en compte les endommagements liés à des mouvements « instantanés » des terrains (pas d'analyse dynamique et des effets de choc sur le bâti).

L'étude proprement dite s'est effectuée en **quatre étapes** :

**En premier lieu**, les analyses de comportement structural ont été menées par des calculs avancés (compte tenu des affaissements miniers dont l'amplitude est élevée) et ont abouti à des **mesures constructives simples** à mettre en œuvre pour se prémunir d'endommagements prévisibles quand les dispositions constructives classiques et traditionnelles ne suffisaient plus.

Une analyse spécifique a été entreprise concernant les modalités de relevage de bâtiment après affaissement. Cet examen a permis de considérer qu'il n'était pas pertinent de recommander ce dispositif. Concernant ce point, une visite a été organisée le 7 octobre 2003 chez un organisme pratiquant déjà le relevage de bâtiment (Houillères du Bassin Lorrain) afin de profiter de leur retour d'expérience et de leurs pratiques constructives éprouvées.

**En deuxième lieu**, la présente étude s'est chargée d'analyser les **impacts prévisibles** sur le bâti en fonction des intensités des aléas précisés par la DRIRE et de leur niveau de renforcement. Cet examen s'est établi à partir des affaissements définis par la pente et la déformation horizontale du sol. Le classement des impacts sur les bâtiments (relevant des mesures constructives précitées) a pris en compte les possibilités ou non de remise en état des bâtiments, après affaissement.

**En troisième lieu**, une analyse particulière a été menée sur les endommagements prévisibles des bâtiments pouvant menacer la **sécurité des occupants**.

De ce point de vue, les hypothèses de travail ont été calées sur des seuils de pente à partir duquel il est décidé d'évacuer les occupants.

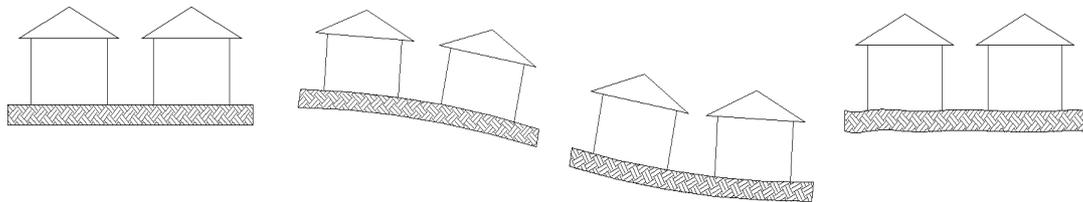
**En dernier lieu**, l'étude a été consacrée à l'exploration **d'autres systèmes constructifs** que ceux retenus dans la première partie de l'étude (bâtiment à ossature béton pour les habitations et construction métallique pour les entrepôts). Ces procédés constructifs ont été proposés pour leur aptitude à offrir une meilleure réponse comportementale du bâti et du clos et couverts vis-à-vis du phénomène d'affaissement minier.

## 1.3 Définition de l'affaissement minier

Le phénomène d'affaissement minier en surface peut être résumé en quatre phases successives :

- dans un premier temps on observe les bâtiments avant déformation ;
- dans un deuxième temps on remarque que la partie du sol s'est incurvée avec un centre de courbure vers le bas (formation convexe dite « en dôme ») et la distance entre les constructions s'agrandit ;
- dans un troisième temps, apparaît une formation du sol incurvé avec un centre de courbure vers le haut (formation concave dite « en cuvette ») et la distance entre les constructions diminue ;
- dans un dernier temps, les contraintes du sol se compensent pour trouver leur équilibre et les constructions reviennent à une position proche de l'horizontale.

Les figures ci-après illustrent ce phénomène.



En fin d'affaissement, le bâti se trouve sur l'une de ces quatre configurations. Compte tenu qu'il n'est pas possible de prévoir la position finale exacte du bâti par rapport à la cuvette définitive, la présente étude tient compte successivement des quatre configurations pour l'analyse du bâti.

La déformation horizontale, nettement plus prépondérante que la déformation verticale dans le dimensionnement du bâtiment, se traduit par un allongement ou un raccourcissement du sol, qui induit des efforts de traction ou de compression dans les fondations de la construction.

## 1.4 Définition de la typologie de bâtiment

Les cinq types de bâtiments retenus pour représenter les constructions neuves dans le bassin Nord Lorrain sont les suivants :

### 1.4.1 Type 1 - Bâtiment à rez-de-chaussée, à ossature en béton avec façade ouverte.

- Murs en blocs de béton et charpente traditionnelle.
- Mur de façade ouvert.
- Bâtiment à simple rez-de-chaussée sans sous-sol.
- Surface au sol : largeur 4 m – longueur 8 m.

Exemple d'usage: annexe, garage, abri.

#### *1.4.2 Type 2 - Bâtiment à rez-de-chaussée et un étage partiel, à ossature en béton.*

- Murs porteurs en béton armé, remplissage de murs en blocs de béton. Ossature sans éléments fragiles tels que murs rideau, grands porte-à-faux, éléments très élancés.
- Dimensions régulières et vastes (hauteur de mur supérieure à 3 m, nombreuses ouvertures...).
- Bâtiment sur un seul niveau (rez-de-chaussée de grande hauteur), plus une partie à deux niveaux (rez-de-chaussée et un étage de hauteur courante) et sans sous-sol.
- Surface au sol : largeur 12 m – longueur 20 m.

Exemple d'usage : salle des fêtes, cantine, petit ERP.

#### *1.4.3 Type 3 - Bâtiment à rez-de-chaussée et un étage, à ossature en béton.*

- Murs chaînés en blocs de béton et charpente traditionnelle. Ossature sans éléments fragiles tels que grandes trémies, grands balcons, éléments très élancés.
- Dimensions standard (hauteur de mur inférieure à 3 m, petites ouvertures...).
- Surface au sol : largeur 9 m – longueur 14 m.
- Bâtiment de forme compact, sans sous-sol et sur deux niveaux (rez-de-chaussée et combles).

Exemple d'usage : maison individuelle.

#### *1.4.4 Type 4 - Bâtiment à rez-de-chaussée et trois étages, à ossature en béton.*

- Façades en blocs de béton chaînés, refends en béton armé et charpente traditionnelle ou toiture terrasse inaccessible. Ossature sans éléments fragiles tels que grandes trémies, grands balcons, éléments très élancés.
- Dimensions standard (hauteur d'étage inférieure à 3 m, petites ouvertures...).
- Surface au sol : largeur 15 m – longueur 25 m.
- Bâtiment de forme compact sur quatre niveaux : rez-de-chaussée et trois étages, sans sous-sol.

Exemple d'usage : bâtiment d'habitation collectif, bureaux.

#### 1.4.5 Type 5 - *Bâtiment à rez-de-chaussée, à ossature métallique.*

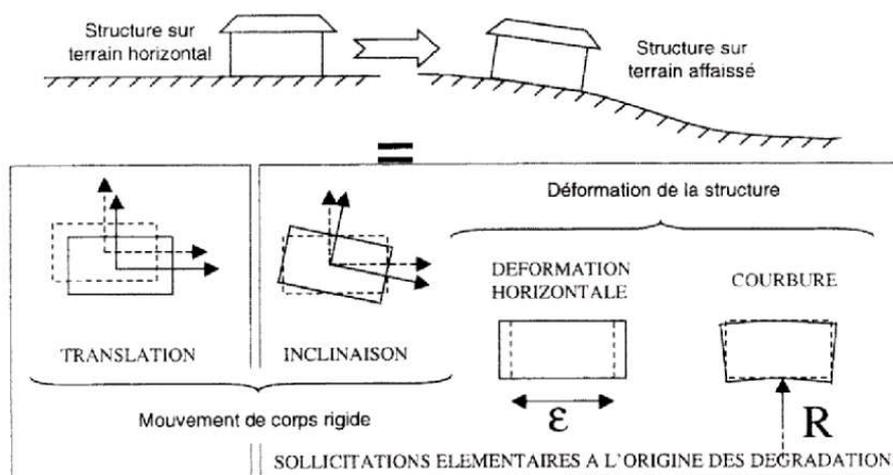
- Structure porteuse de type portique métallique et façades en bardage métallique. Ossature régulière et ne comportant pas d'éléments fragiles (grands porte-à-faux, éléments très élancés...).
- Revêtements de sol non fragiles, pas d'exigence particulière pour la planéité du plancher bas du rez-de-chaussée.
- Bâtiment sur un seul niveau (rez-de-chaussée).
- Dimensions : largeur 18 m – longueur 30 m – hauteur 5 m.  
(ou largeur 15 m – longueur 18 m – hauteur 12 m)
- Bâtiment de forme compact.

Exemple d'usage : entrepôt, bâtiment d'activité.

Cette typologie est supposée respecter les règles de l'art de la construction, les Documents Techniques Unifiés et les règles usuelles de dimensionnement. En particulier, les bâtiments sans dispositions particulières de renforcement sont supposés présenter des fondations en béton armé et une superstructure chaînée.

## 2. Hypothèses générales

Chaque type de bâtiment a été étudié en fonction de trois sollicitations, dépendantes de la pente prévisible de l'affaissement. Elles se caractérisent par l'**inclinaison** d'ensemble, la **déformation** horizontale du sol et la **courbure** du terrain.



*Décomposition des sollicitations sur le bâti*

La déformation horizontale, nettement plus prépondérante que la déformation verticale dans le dimensionnement du bâtiment, se traduit par un allongement ou un raccourcissement du sol, qui induit des efforts de traction ou de compression dans les fondations de la construction.

L'analyse des bâtiments types permet de les classer selon une échelle de niveau d'endommagement, définie ci-après (du niveau N1 - désordres très légers - jusqu'au niveau N5 - effondrement).

### 2.1 Définition des niveaux d'endommagement

Cinq niveaux d'endommagement ont été établis, par ordre croissant de sinistralité (N1 à N5).

Du niveau N1 à N3, les désordres prévisibles ne provoquent aucun effondrement. A partir du niveau N4, des effondrements sont possibles et menacent la sécurité des occupants.

sécurité des occupants assurée car absence de risque de chutes d'éléments porteurs ou d'équipements	}	N 1	→	Fissures d'aspect
		N 2	→	Fissures légères dans les murs
		N 3	→	Portes coincées et canalisations rompues
sécurité des occupants menacée	}	N 4	→	Poutres déchaussées et murs bombés
		N 5	→	Planchers et murs désolidarisés et instables

Les caractéristiques du dommage subi sont détaillées ci-après, en fonction du niveau d'endommagement :

### *2.1.1 Niveau d'endommagement N1*

Désordres prévisibles :

- fissures très légères dans le plâtre
- légères fissures isolées dans le bâtiment, non visible de l'extérieur

### *2.1.2 Niveau d'endommagement N2*

Désordres prévisibles :

- plusieurs fissures légères visibles à l'intérieur de l'immeuble
- les portes et fenêtres peuvent se coincer
- des réparations aux murs et plafonds peuvent être nécessaires

### *2.1.3 Niveau d'endommagement N3*

Désordres prévisibles :

- fissures légères visibles de l'extérieur
- les portes et fenêtres sont coincées
- les canalisations sont rompues

### *2.1.4 Niveau d'endommagement N4*

Désordres prévisibles :

- fissures visibles de l'extérieur
- les portes et fenêtres sont coincées
- les canalisations sont rompues
- parquets et sols en pente
- murs hors d'aplomb ou bombés
- quelques déchaussements dans les poutres
- en cas de compression, chevauchement des joints dans les toits et soulèvement du gros œuvre en maçonnerie, avec crevasses horizontales

### *2.1.5 Niveau d'endommagement N5*

Désordres prévisibles :

- le bâtiment doit être reconstruit partiellement ou complètement
- les poutres de la charpente et des planchers sont déchaussées
- les murs penchent très fort et doivent être étayés
- fenêtres brisées et tordues
- gauchissement et bombement des planchers et des murs en zone de compression

### 2.1.6 Relation entre le niveau d'endommagement et la variation de longueur du bâtiment

Les niveaux d'endommagement peuvent être reliés à la variation de longueur du bâtiment (en %, ou cm/m) par le tableau suivant :

Niveau d'endommagement	Variation de longueur du bâtiment	Importance du dommage
N1	jusqu'à 0,1 %	très léger ou négligeable
N2	0,1 à 0,2 %	léger
N3	0,2 à 0,3 %	appréciable
N4	0,3 à 0,4 %	sévère
N5	au-delà de 0,4 %	très sévère

*Niveaux d'endommagement en fonction du changement de longueur du bâtiment*

Nota : les valeurs du tableau sont retenues pour notre typologie de bâtiment. Elles ne sont pas forcément réutilisables telles quelles pour d'autres types de bâtiments, notamment pour les constructions de grande dimension.

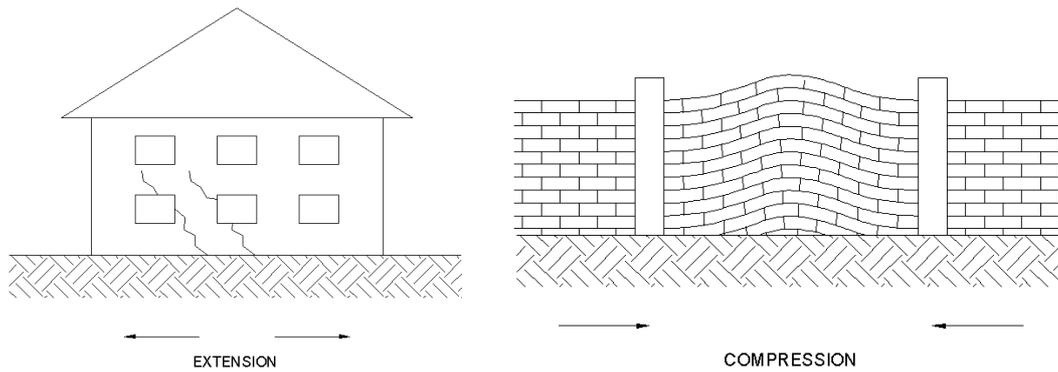
Les variations de longueur propres à chaque type de bâtiment sont déduites des sollicitations décrites ci-après : déformation, courbure et inclinaison du sol.

## 2.2 Effet de la déformation horizontale du sol sur le bâti

Les déformations horizontales induites par l'affaissement ont été traduites en effort de traction ou de compression sur les fondations, dépendant de deux paramètres :

- le coefficient  $\mu$  de frottement sol/fondation, pris égal à 0,65 dans notre étude,
- le poids  $P$  du bâtiment (charges permanentes et d'exploitation).

L'effort maximum de glissement est égal à  $F = \frac{1}{2} \cdot \mu \cdot P$ . Au-delà, le sol glisse sous les fondations, sans augmentation de  $F$ .

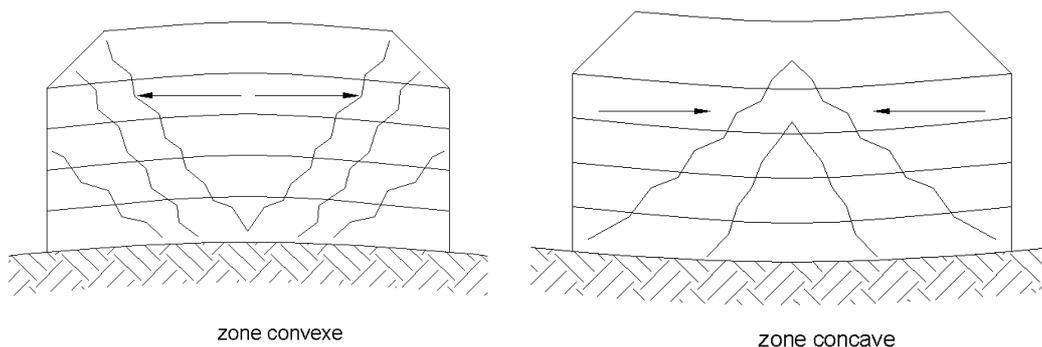


*Illustration des effets des déformations horizontales du sol sur le bâti*

Afin de s'affranchir des efforts dus à la déformation du sol et de maintenir les types de bâtiment en niveau d'endommagement N1, les fondations doivent être dimensionnées et ferrillées afin de résister à la force  $F$ .

## 2.3 Effet de la courbure du terrain sur le bâti

L'affaissement du terrain a pour conséquence une incurvation du sol d'assise du bâtiment, et qui provoque des déformations importantes des planchers et des fissures obliques dans les murs intérieurs et façades :



*Illustration des effets de l'incurvation du sol sur le bâti*

### 2.3.1 Augmentation des contraintes de sol

Si le bâtiment n'est pas suffisamment souple pour suivre la courbure du terrain, ses fondations vont se décoller partiellement de leurs assises, provoquant ainsi une augmentation des contraintes là où les fondations sont encore en contact avec le sol.

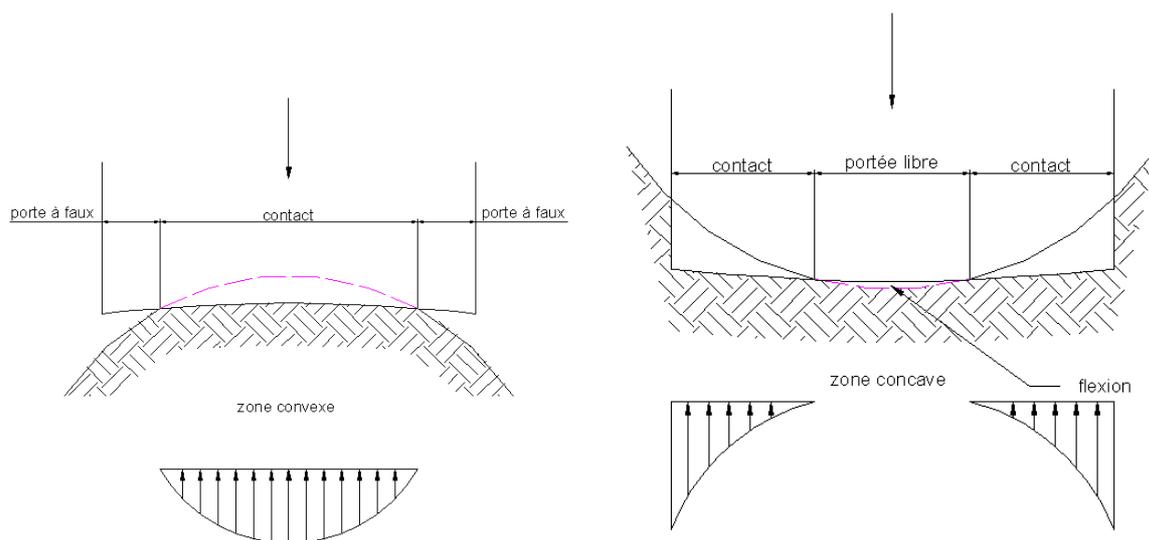
Cet effet se cumule avec une perte de raideur du sol dans les zones d'extension (en haut de cuvette). Il en résulte un tassement généralisé important du bâtiment. Les désordres dus à ce tassement ne concernent que les réseaux de l'ouvrage.

Afin de calculer ce tassement, nous avons estimé que l'augmentation de la contrainte de sol était plafonnée à 60 % de sa valeur initiale, et que la raideur du terrain était diminuée de 80 % dans les zones d'extension.

### 2.3.2 Décollement des fondations

Une fois le tassement du sol estimé, on constate que le contact entre le sol et les fondations n'est pas entièrement rétabli. Les fondations sont alors soumises à des moments de flexion très importants, fonction de la longueur du décollement, et maximum lorsque la fondation se trouve en porte-à-faux.

De tels efforts ne sont pas compatibles avec les dimensions et le ferrailage des fondations, qui sont alors contraintes d'épouser la courbure du terrain.



Variation des contraintes sous les fondations, selon l'incurvation du sol

Finalement, nous établissons la correspondance suivante entre le niveau d'endommagement et la déformation verticale prise par la fondation :

Niveau d'endommagement	Déformation verticale de la fondation	
	<i>bâtiment faiblement renforcé (1)</i>	<i>bâtiment fortement renforcé (2)</i>
N1	jusqu'à l/500	jusqu'à l/500
N2	de l/500 à l/400	de l/500 à l/300
N3	de l/400 à l/200	de l/300 à l/100
N4	de l/200 à l/100	de l/100 à l/50
N5	au-delà de l/100	au-delà de l/50

Niveaux d'endommagement en fonction de la déformation verticale des fondations

- (1) surcoût des renforts de 6 % du prix de la construction neuve
- (2) surcoût des renforts de 15 % du prix de la construction neuve

## 2.4 Effet de la pente du terrain sur le bâti

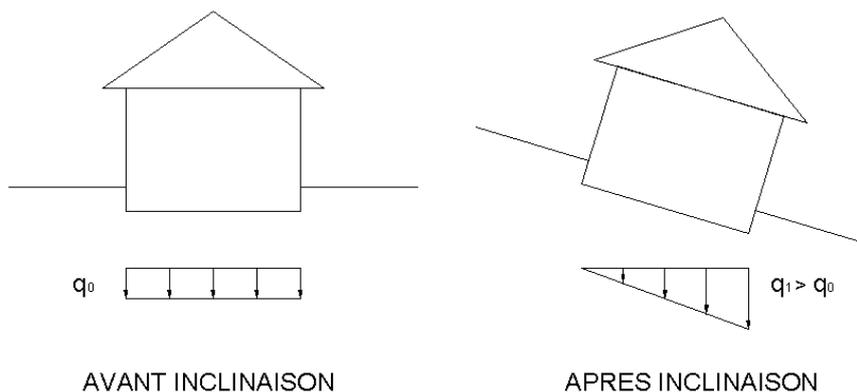
L'affaissement du terrain a pour conséquence une inclinaison généralisée du bâtiment, que l'on ne peut pas négliger pour des valeurs de pentes élevées, et qui provoque deux phénomènes : l'augmentation des contraintes de sol et la mise en traction des façades.

### 2.4.1 Augmentation des contraintes de sol

L'inclinaison d'une charge verticale centrée sur une fondation provoque une redistribution des contraintes du sol : celles-ci seront plus élevées du côté de l'inclinaison, plus faible du côté opposé.

L'augmentation des contraintes risque de provoquer un poinçonnement du sol, qui peut entraîner le basculement de l'ouvrage, que l'on classe alors au niveau N5.

Nous avons considéré qu'un tel basculement avait lieu lorsque la pente provoquait le doublement de la contrainte du sol.



*Variation des contraintes sous les fondations, selon la pente du sol*

L'effet étudié n'est fonction que des caractéristiques du sol, indépendamment du type de structure. C'est pourquoi le type de renforcement retenu n'a pas d'influence ici.

Finalement, nous établissons la correspondance suivante entre le niveau d'endommagement et l'augmentation de la contrainte du sol, *valable pour un bâtiment faiblement ou fortement renforcé* :

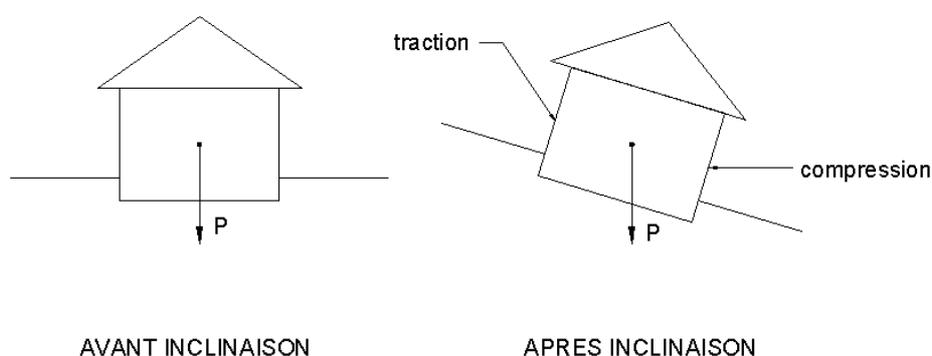
Niveau d'endommagement	Augmentation de la contrainte de sol
N1	jusqu'à 20 %
N2	de 20 à 40 %
N3	de 40 à 70 %
N4	de 70 à 100 %
N5	au-delà de 100 %

*Niveaux d'endommagement en fonction de l'augmentation de la contrainte de sol*

## 2.4.2 Traction dans les façades

En dehors des phénomènes d'affaissements, le poids du bâtiment permet de maintenir les façades comprimées. Lorsque le bâtiment s'incline, les façades sont plus comprimées du côté de l'inclinaison et peuvent être soumises à des tractions du côté opposé.

Les façades n'étant pas dimensionnées pour supporter une traction généralisée, un risque d'effondrement apparaît dès lors que la résultante des efforts sort du « tiers central ». L'ouvrage est alors classé en niveau N4.



*Modification des efforts dans les façades, selon la pente du sol*

Finalement, nous établissons la correspondance suivante entre le niveau d'endommagement et la position de la résultante des efforts par rapport au tiers central :

Niveau d'endommagement	Position de la résultante par rapport au tiers central	
	<i>bâtiment faiblement renforcé (1)</i>	<i>bâtiment fortement renforcé (2)</i>
N1	jusqu'à 50 %	jusqu'à 60 %
N2	de 50 à 70 %	de 60 à 80 %
N3	de 70 à 90 %	de 80 à 100 %
N4	de 90 à 110 %	de 100 à 120 %
N5	au-delà de 110 %	au-delà de 120 %

*Niveaux d'endommagement en fonction de la position de la résultante par rapport au tiers central*

- (1) surcoût des renforts de 6 % du prix de la construction neuve  
 (2) surcoût des renforts de 15 % du prix de la construction neuve

### 3. Niveaux d'impact selon la pente de l'affaissement

#### 3.1 Niveaux d'endommagement

Les niveaux d'endommagement dépendent des sollicitations précitées, qui elles-mêmes sont fonction de la pente prévisible de l'affaissement.

Ils ont été étudiés sur les cinq types de bâtiments renforcés structurellement à hauteur d'un surcoût à la construction limité à

- 15 % environ dans un premier cas (bâtiment fortement renforcé),
- 6 % dans un deuxième cas (bâtiment faiblement renforcé).

Le surcoût de 15% évoqué ci-dessus ne comprend pas les dispositions constructives permettant le relevage du bâtiment à moindre coût (dans le cas où cette dernière disposition serait retenue, le surcoût serait porté à 17%).

Après analyse de chaque type de bâtiment, il a été possible de présenter, sous forme de tableau, la correspondance entre les niveaux d'endommagement et la pente de l'affaissement, comme ci-après :

##### 3.1.1 Type 1 - Bâtiment à rez-de-chaussée, à ossature en béton avec façade ouverte

Exemple d'usage: annexe, garage, abri.

Pente de l'affaissement (%)	Niveau d'endommagement du bâtiment de <b>type 1</b>				
	N1	N2	N3	N4	N5
Type 1 <u>fortement</u> renforcé	$p \leq 4$	$4 < p \leq 7$	$7 < p \leq 14$	$14 < p \leq 17$	$17 < p$
Type 1 <u>faiblement</u> renforcé	$p \leq 1$	$1 < p \leq 2$	$2 < p \leq 10$	$10 < p \leq 12$	$12 < p$

### 3.1.2 Type 2 - Bâtiment à rez-de-chaussée et un étage partiel, à ossature en béton.

Exemple d'usage : salle des fêtes, cantine, petit ERP.

Pente de l'affaissement (%)	Niveau d'endommagement du bâtiment de <b>type 2</b>				
	N1	N2	N3	N4	N5
Type 2 <u>fortement</u> renforcé	$p \leq 1$	$1 < p \leq 2$	$2 < p \leq 7$	$7 < p \leq 14$	$14 < p$
Type 2 <u>faiblement</u> renforcé	$p \leq 1$	$1 < p \leq 2$	$2 < p \leq 3$	$3 < p \leq 7$	$7 < p$

### 3.1.3 Type 3 - Bâtiment à rez-de-chaussée et un étage, à ossature en béton.

Exemple d'usage : maison individuelle.

Pente de l'affaissement (%)	Niveau d'endommagement du bâtiment de <b>type 3</b>				
	N1	N2	N3	N4	N5
Type 3 <u>fortement</u> renforcé	$p \leq 2$	$2 < p \leq 3$	$3 < p \leq 11$	$11 < p \leq 21$	$21 < p$
Type 3 <u>faiblement</u> renforcé	$p \leq 1$	$1 < p \leq 2$	$2 < p \leq 5$	$5 < p \leq 11$	$11 < p$

### 3.1.4 Type 4 - Bâtiment à rez-de-chaussée et trois étages, à ossature en béton.

Exemple d'usage : bâtiment d'habitation collectif, bureaux.

Pente de l'affaissement (%)	Niveau d'endommagement du bâtiment de <b>type 4</b>				
	N1	N2	N3	N4	N5
Type 4 <u>fortement</u> renforcé	$p \leq 1$	$1 < p \leq 2$	$2 < p \leq 6$	$6 < p \leq 12$	$12 < p$
Type 4 <u>faiblement</u> renforcé	$p \leq 1$	$1 < p \leq 2$	$2 < p \leq 3$	$3 < p \leq 6$	$6 < p$

### 3.1.5 Type 5 - Bâtiment à rez-de-chaussée, à ossature métallique.

Exemple d'usage : entrepôt, bâtiment d'activité.

Pente de l'affaissement (%)	Niveau d'endommagement du bâtiment de <b>type 5</b>				
	N1	N2	N3	N4	N5
Type 5 <u>fortement</u> renforcé	$p \leq 1$	$1 < p \leq 2$	$2 < p \leq 4$	$4 < p \leq 9$	$9 < p$
Type 5 <u>faiblement</u> renforcé	$p \leq 1$	$p \leq 1$	$1 < p \leq 2$	$2 < p \leq 4$	$4 < p$

## 3.2 Possibilité de remise en état et estimation des coûts des réparations

Dans le cas où les désordres n'affectent pas la structure de façon importante (niveau d'endommagement compris **entre N1 et N3**), des travaux de **remise en état** sont envisageables sans diagnostic particulier.

Le coût des réparations peut être estimé à 5 % du prix de la construction neuve pour le niveau N1, à 10 % pour le niveau N2 et à 20 % pour le niveau N3.

Cette estimation ne tient pas compte d'une éventuelle remise à niveau du bâtiment, dont le coût s'élève à environ 40 % du prix de la construction neuve.

Pour le **niveau N4**, seul un **diagnostic de la structure** peut juger de la pertinence d'une remise en état. Une reprise en sous-œuvre généralisée est souvent nécessaire. Dans le cas où la remise en état est décidée, le coût des travaux avoisinerait le prix du bâtiment neuf.

Enfin, une **remise en état n'est pas envisageable** pour les bâtiments ayant subi un **niveau d'endommagement N5**, compte tenu des désordres prévisibles trop importants.

## 4. Dispositions générales de constructibilité

Les dispositions constructives proposées ci-après en matière d'urbanisme (paragraphe implantation et voisinage) et de conception d'ouvrages (paragraphe matériaux, formes et dimensions générales, fondations, superstructure, éléments non structuraux et réseaux) ont été établies en tenant compte, dans la mesure du possible, du savoir-faire et des pratiques courantes des entreprises de la région. Elles peuvent soit avoir un caractère prescriptif lorsqu'elles concernent directement la stabilité et la tenue du clos et couvert de la construction, soit un caractère de recommandation lorsqu'elles améliorent le bon comportement de l'ouvrage par des choix constructifs judicieux.

La distinction entre constructions faiblement et fortement renforcées en matière de dispositions constructives de renforcement évoquées au paragraphe 1.2 intitulé *Contenu de l'étude* ne concerne que les paragraphes 4.5 et 4.6 intitulés respectivement *fondations* et *superstructure*. Ces deux dispositions de renforcements (dont les caractères communs apparaissent au paragraphe 4.5) ont pour objectif d'augmenter la capacité résistante d'un bâtiment traditionnel vis-à-vis des affaissements prévisibles (cf. les tableaux de pente du chapitre 3 intitulés *niveaux d'impact selon la pente de l'affaissement*).

### 4.1 Implantation

Le phénomène d'affaissement minier modifie, par nature, l'organisation originelle du sol. C'est pourquoi une topographie accidentée et un relief de terrain accusé peuvent avoir des conséquences amplifiées sur les constructions environnantes. Les mesures d'implantation qui suivent ont principalement pour objectif d'éviter un changement des états d'équilibre des terres en cas de mouvement du sol d'assise, un glissement de terrain par instabilité dans le cas d'un talus et un risque d'éboulis dans le cas d'une falaise située à proximité.

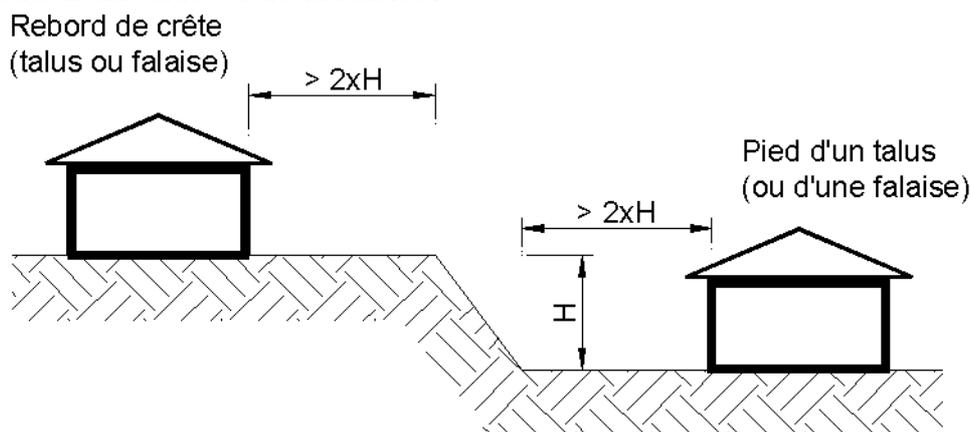
Le cas des nappes phréatiques doit faire l'objet d'une préoccupation particulière de la part des constructeurs.

En fonction de l'affaissement final prévisible (amplitude de l'affaissement) et du niveau centennal de la nappe phréatique, un dispositif de rabattement de la nappe – permettant d'abaisser le niveau de l'eau environnante – est nécessairement à prévoir dès que 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.

Ces considérations conduisent à établir les recommandations suivantes :

### Recommandations :

- La construction ne doit pas être implantée à proximité 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 deux fois la hauteur du talus ou de la falaise.



Implantation par rapport à des talus et à des falaises dont les pentes sont réputées stables

- Les bâtiments doivent être implantés en dehors d'un terrain dont la pente moyenne est supérieure à 10 %. Au-delà de cette déclivité, le risque de changements des états d'équilibre des terres n'est plus maîtrisable pour les types de constructions visées par l'étude.
- Dès qu'un rabattement de nappe est à prévoir en cas d'affaissement, il paraît plus raisonnable d'éviter la construction de bâtiments.

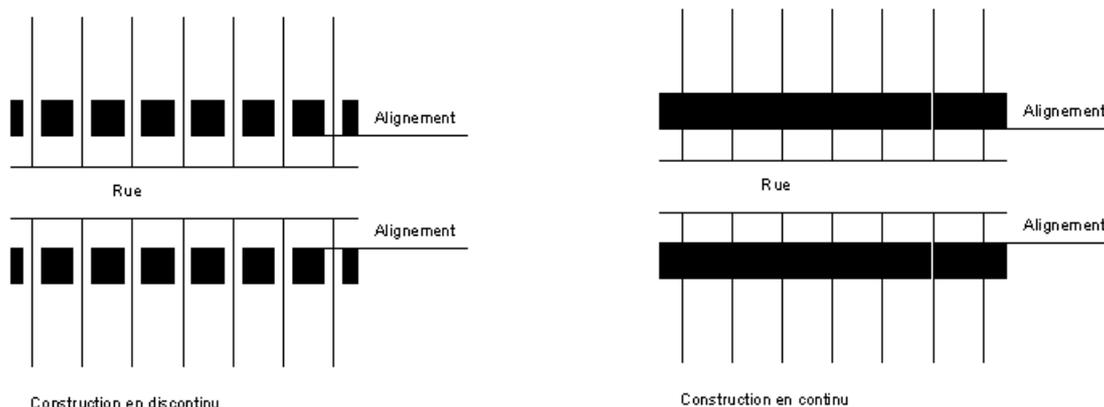
## 4.2 Voisinage

Pendant le phénomène d'affaissement, le sol subit un allongement puis un raccourcissement horizontal ; cette déformation s'amplifie d'autant plus que les pentes d'affaissement prévisibles sont élevées. A ces deux mouvements consécutifs se superpose le processus d'incurvation du sol né de la déformation verticale de surface.

L'articulation des constructions le long des rues doit permettre aux bâtiments d'être dégagés en façades et en pignons. Cette disposition constructive autorise un déplacement libre de l'ensemble des fondations sur le plan horizontal. De surcroît, la distance minimale d'isolement doit permettre une inclinaison des bâtiments sous l'effet de courbure du terrain (l'effet de cuvette est particulièrement déterminant dans cette disposition constructive).

Dans le cas des maisons accolées situées en milieu continu (cas des maisons en bande, par exemple), on doit prévoir un vide entre chaque maison, que l'on appellera joint d'affaissement par la suite.

Ces joints d'affaissement sont à ménager tous les trente mètres maximum dans le sens de la longueur et dans celui de la largeur.



La largeur des joints dépend du type de la construction et prend en compte la pente (ou le rayon de courbure) et le raccourcissement de la distance d'isolement entre les bâtiments lors de la formation « en cuvette ».

Lors de l'existence du bâtiment, les joints doivent pouvoir jouer leur rôle et doivent être protégés sur toutes leurs faces. La couverture du joint est à réaliser à l'alignement des murs extérieurs de telle sorte qu'aucun matériau n'y pénètre malencontreusement. Cette protection peut 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, par exemple.

Il faut souligner que la mise en place des joints d'affaissement constitue une mesure décisive de protection contre les dégâts d'affaissements miniers. La mise en œuvre de ces joints revêt une importance particulière et nécessite une réalisation extrêmement soignée autant que l'exigent les dispositions constructives fondamentales dans l'érection d'un bâtiment.

Ces considérations conduisent à établir les prescriptions suivantes :

**Prescriptions :**

- Les constructions doivent être séparées par des joints d'affaissement, dont la largeur, exprimée en centimètre, est donnée dans le tableau ci-après selon le type de bâtiment :

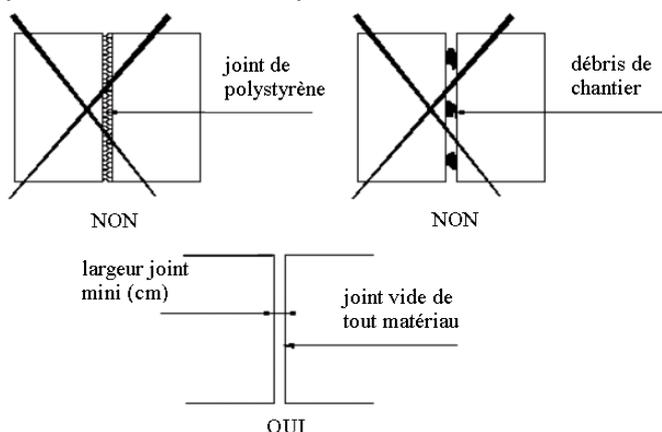
Largeurs de joint d'affaissement (cm)	Pente (%)				
	5	10	15	20	25
Type 1 Annexe non habitable	10	10	20	20	30
Type 2 Petit ERP	20	30	50	60	80
Type 3 Maison individuelle	10	20	30	40	50
Type 4 Bâtiment d'habitation collectif	30	60	90	110	140
Type 5 Bâtiment d'activité	20	30	50	60	80

Pour les valeurs de pente situées entre les valeurs indiquées dans le tableau, il convient de prendre la largeur du joint la plus importante (exemple : le bâtiment en type 3 situé dans une zone d'affaissement à pente de 13 % doit disposer d'un joint d'affaissement de largeur 30 cm).

Quand il est prévu " d'accoler " deux types ensemble, il y a lieu de retenir la plus petite des deux valeurs de largeur du joint d'affaissement.

*Exemple :* un garage (type 1) accolé à un petit collectif (type 4) en zone de pente prévisible de 22 %, il faut retenir une largeur de joint de 30 cm.

- Ces joints doivent être maintenus, en permanence et dans tous les cas, libres et dégagés de tout objet ou matériaux susceptibles de l'obstruer et de le rendre impropre à sa destination première.



Réalisation des joints entre bâtiments

## 4.3 Matériaux

Les matériaux utilisés aussi bien en structure qu'en clos et couverts doivent présenter des performances de résistance et un niveau de durabilité largement éprouvés. Cela suppose qu'ils doivent :

- être conformes, pour ceux relevant du domaine traditionnel, aux documents normatifs en vigueur (DTU et Normes NF ou EN) ;
- relever de l'Avis Technique pour les matériaux et procédés innovants.

Par ailleurs, les matériaux doivent satisfaire à des exigences de caractéristiques minimales, afin d'éviter une détérioration prématurée des performances mécaniques de l'ouvrage.

Ces considérations conduisent à établir les prescriptions et recommandations suivantes :

### 4.3.1 Béton

#### 4.3.1.1 Sable

##### **Prescription :**

Le sable de rivière doit être lavé. D'une manière générale le sable non lavé est à proscrire.

##### **Recommandations :**

Le sable de mer n'est pas recommandé car il nécessite un lavage indispensable à l'eau douce afin d'éviter la corrosion prématurée des armatures mise en place dans le béton.

Le sable de pouzzolane, compte tenu de sa forte porosité, nécessite un mouillage préalable à son utilisation. Cette précaution est rendue nécessaire afin d'éviter qu'il n'absorbe pas l'eau de gâchage utile à l'hydratation du ciment.

#### 4.3.1.2 Gravillons

##### **Recommandation :**

Pour le béton de structure, les gravillons utilisés doivent être de granulométrie 5/15.

#### **4.3.1.3 Béton prêt à l'emploi**

##### **Prescriptions :**

En cas de béton prêt à l'emploi, la résistance caractéristique minimale du béton à la compression à 28 Jours doit être de 25 MPa (il convient alors de demander du BCN B 25).

Pour les ouvrages de faibles épaisseurs, la consistance demandée doit être « très plastique » (au sens de la Norme NF P 18-305) afin d'obtenir une mise en place du béton optimale. Dans ce cas d'utilisation, l'ajout d'eau sur chantier est à proscrire.

#### **4.3.1.4 Béton fait sur chantier**

##### **Prescription :**

Le dosage minimal en ciment doit être de 350 kg/m<sup>3</sup>.

#### **4.3.1.5 Armatures pour béton**

##### **Prescriptions :**

Les aciers utilisés pour constituer les armatures de béton doivent être à haute adhérence, de nuance Fe E 500 (limite élastique à 500 MPa) et disposer d'un allongement garanti sous charge maximale d'au moins 5 %.

Les distances d'enrobage des aciers vis-à-vis de la paroi la plus voisine doivent respecter les dispositions constructives définies dans le BAEL 91 modifié 99.

### **4.3.2 Aciers pour charpente métallique**

##### **Prescription :**

Les aciers utilisés pour la construction métallique doivent disposer d'une nuance minimale de Fe E 235 (limite élastique à 235 MPa).

### **4.3.3 Eléments de maçonneries**

Les éléments de maçonneries peuvent être pleins ou creux. Ils peuvent être :

- en blocs pleins de béton courant ou de béton cellulaire,
- en blocs perforés de béton à perforations verticales,
- en blocs creux en béton courant,
- en briques creuses de terre cuite à perforations horizontales,
- en briques pleines de terre cuite,
- en blocs perforés de terre cuite à perforations verticales.

## Prescriptions :

Les blocs pleins ou assimilés doivent disposer d'une épaisseur minimale de 15 cm.

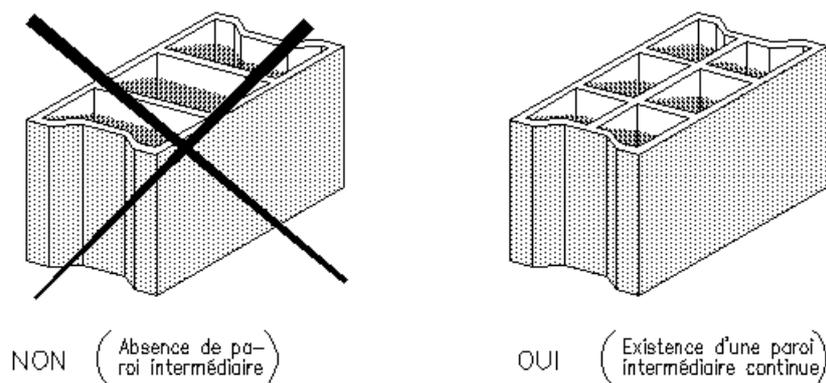
Les éléments présentant des fissures ou des épaufrures significatives (pouvant nuire à la résistance) sont systématiquement à retirer de la construction.

## Recommandations :

Les blocs perforés sont assimilés à des blocs pleins aux deux conditions suivantes :

- disposer de perforations verticales perpendiculairement au plan de pose ;
- avoir une résistance supérieure à 12 MPa.

Les blocs creux doivent comporter une cloison intermédiaire orientée parallèlement au plan du panneau et disposer d'une épaisseur minimale de 20 cm.



Exemples de blocs creux en béton

Les blocs de béton doivent répondre aux résistances minimales suivantes :

- 6 MPa pour les blocs creux de 20 cm d'épaisseur (B60 ou B80)
- 12 MPa pour les blocs pleins ou perforés de 15 cm d'épaisseur (B120 ou B160)

Les blocs de briques de terre cuite doivent répondre aux résistances minimales suivantes :

- 6 MPa pour les briques creuses de terre cuite de 20 cm d'épaisseur (BCTC 20 – 60 et BCTC 20 -80)
- 6 MPa pour les briques pleines en blocs perforés de terre cuite de 20 cm d'épaisseur minimale (BPTC 20 – 60, par exemple)
- 12 MPa pour les blocs perforés de terre cuite de 15 cm d'épaisseur (BPTC 15 – 120 et BPTC 15 – 150).

#### 4.3.4 Mortier de jointoiment

##### Prescriptions :

Les grains de sable, constitutifs du mortier, ne doivent pas excéder 5 mm.

L'épaisseur des joints ne doit pas être inférieure à 15 mm.

##### Recommandations :

Le mortier utilisé pour le jointoiment doit être aussi plastique et souple que possible.

Le liant du mortier doit être chargé en chaux afin de conférer une souplesse aux pans de maçonnerie.

## 4.4 Formes et dimensions générales

Afin que les résultats de cette étude soient valables pour des formes et dimensions différentes de celles de la typologie, la conception d'un nouveau bâtiment doit répondre aux prescriptions suivantes :

##### Prescriptions :

- Les bâtiments doivent avoir une forme de parallélépipède, dont le rapport entre la longueur et la largeur ne doit pas excéder 2.

$$\begin{array}{l} l \leq L \\ \text{et} \\ \frac{L}{l} \leq 2 \end{array} \quad l = \text{largeur}$$

L = longueur

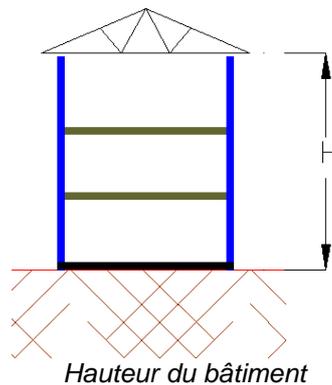
*Vue en plan du bâtiment*

- Pour chaque type de bâtiment, les dimensions maximales sont données dans le tableau suivant :

Dimensions maximales	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur H (m)
Type 1 Annexe non habitable	8	4	3
Type 2 Petit ERP	20	12	7
Type 3 Maison individuelle	14	9	6
Type 4 Bâtiment d'habitation collectif	25	15	12
Type 5 Bâtiment d'activité	30	18	5

*Dimensions maximales des types de bâtiment*

La hauteur  $H$  d'un bâtiment correspond à la distance entre le terrain naturel et le dessous de la charpente.



- Les constructions ne doivent posséder aucun décrochement au niveau du sol. Dans le cas de formes complexes, elles doivent être ramenées à des éléments simples indépendants, tant au niveau des fondations qu'au niveau de la superstructure. En particulier, les vérandas, garages, murs de clôture, etc... doivent impérativement être désolidarisés du bâtiment.

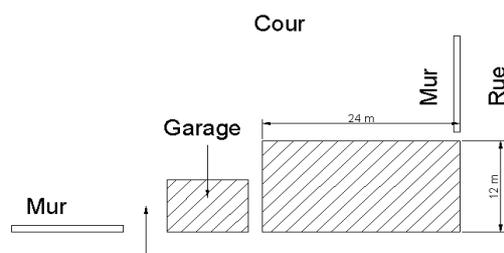
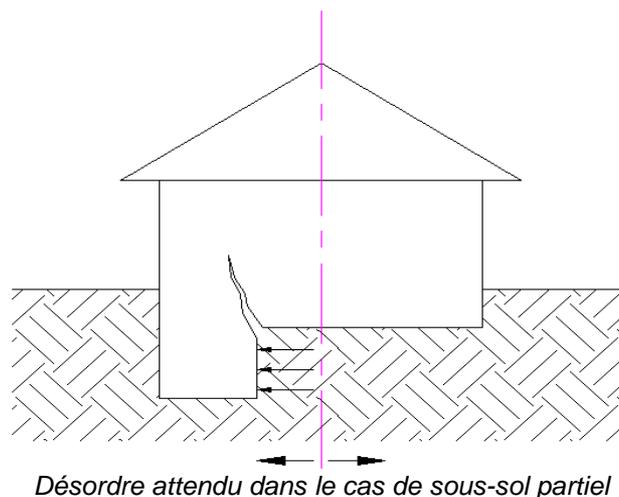


Schéma d'un immeuble simple  
Fractionnement d'un bloc de bâtiments

- Les constructions ne doivent comporter aucun niveau en infrastructure, même partiel.



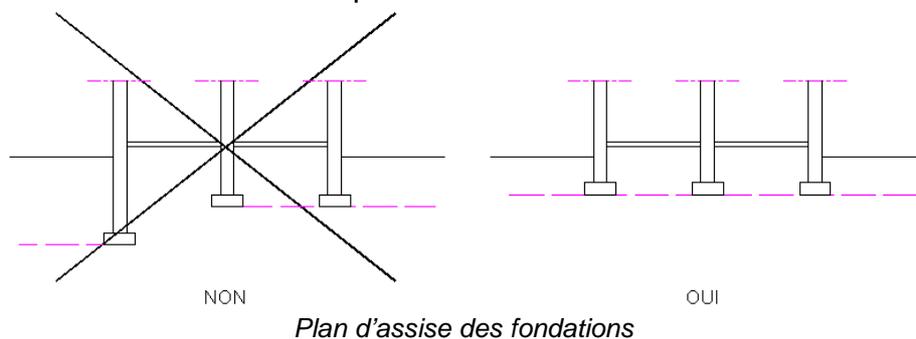
Les parties en saillie au dessus du sol, tel que balcons, acrotères, éléments en porte-à-faux, n'ont aucune influence sur l'interaction sol-structure.

## 4.5 Fondations

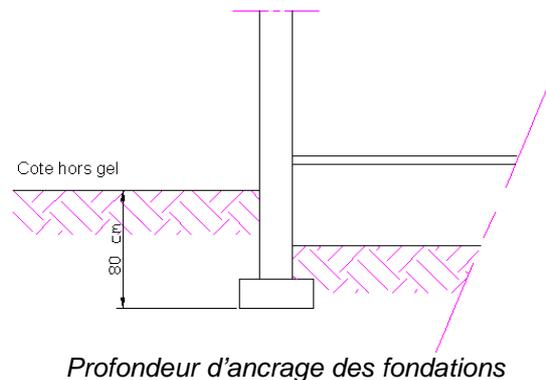
Les résultats de cette étude ne sont valables que pour des bâtiments dont les fondations sont renforcées vis-à-vis des affaissements miniers : la conception d'un nouveau bâtiment doit répondre aux prescriptions suivantes :

### Prescriptions communes aux bâtiments faiblement ou fortement renforcés :

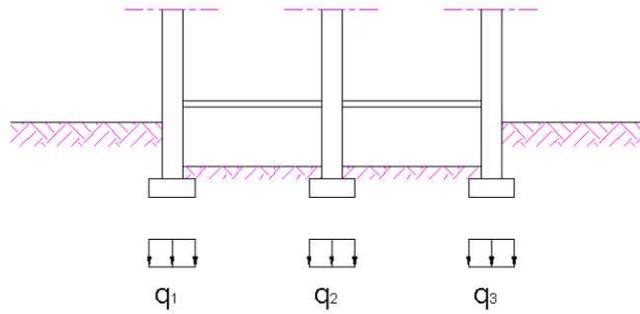
- Toutes les fondations doivent être fondées sur un même niveau, aucun décrochement vertical n'est permis.



- Elles doivent être superficielles et ne doivent pas descendre plus bas que la cote hors gel (80 cm par rapport au terrain naturel).



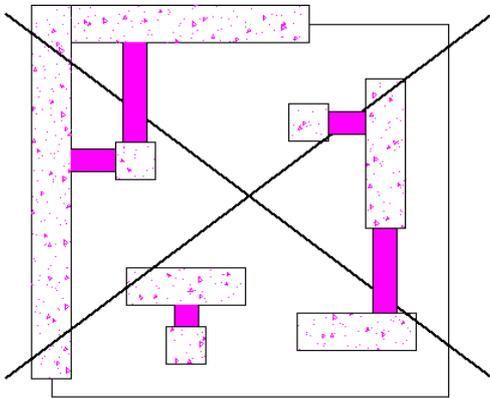
- Dans la mesure du possible, les charges seront réparties au mieux sur l'ensemble des fondations et la contrainte du sol sera la plus homogène possible.  
Les fondations doivent être dimensionnées au plus juste vis-à-vis de la contrainte de calcul du sol.



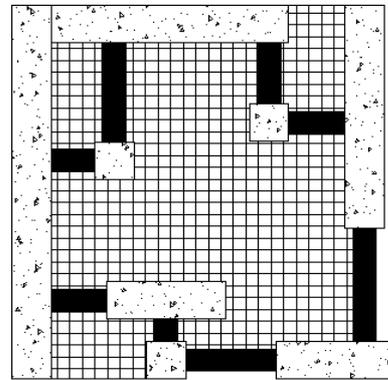
$$q_1 \approx q_2 \approx q_3 \approx q_i$$

*Contrainte de sol sous les fondations*

- Les fondations doivent être filantes et constituer un système homogène. Dans le cas de fondations isolées, elles doivent être reliées aux autres fondations par un réseau de longrines interdisant tout déplacement relatif.



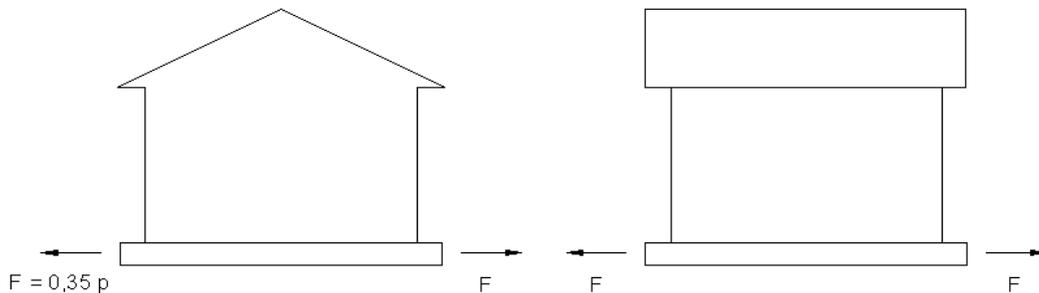
NON



OUI

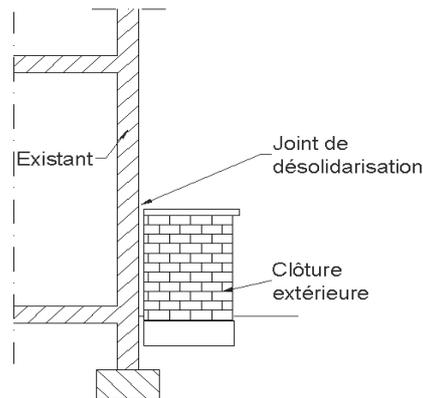
*Liaisonnement des fondations*

- L'ensemble des fondations doit être ferrillé conformément au BAEL 91 sous combinaisons accidentelles, pour résister à un effort de traction égal à  $P \times 0,35$ , selon les deux axes du bâtiment, P étant le poids du bâtiment.



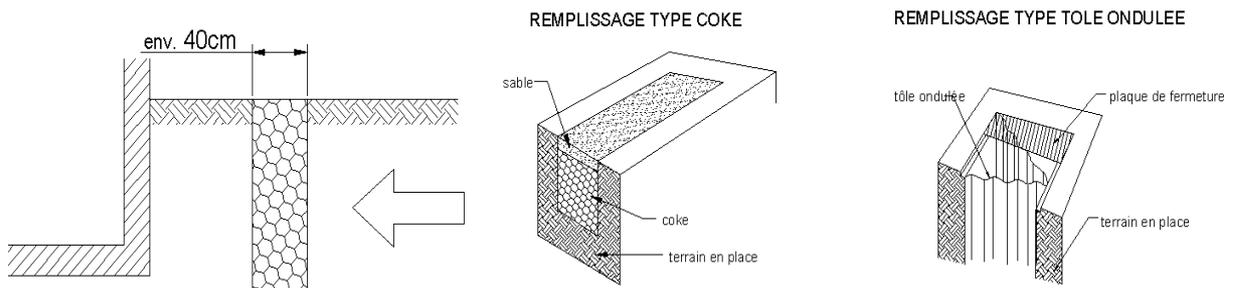
*Efforts horizontaux dans les fondations*

- Les fondations d'ouvrages secondaires, tels que murets, terrasse, doivent être indépendants et désolidarisés de l'ouvrage principal.



*Désolidarisation des ouvrages secondaires*

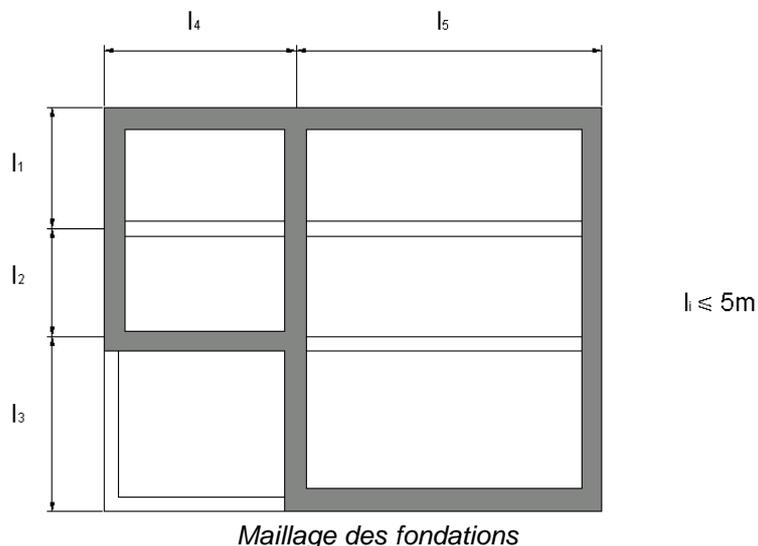
- Les fondations doivent être entourées par une tranchée d'éléments très compressibles, le plus proche possible du bâtiment et descendues au même niveau que les fondations. La tranchée périphérique, remplie de matériaux très compressible, est susceptible d'encaisser en grande partie les déformations du sol (en zone de courbure et de compression) et de protéger ainsi les murs enterrés



*Exemple de tranchée compressible périphérique*

### Prescriptions supplémentaires aux bâtiments fortement renforcés :

- Le réseau des fondations doit avoir la forme d'un caisson, de maille maximum 5 x 5 m.

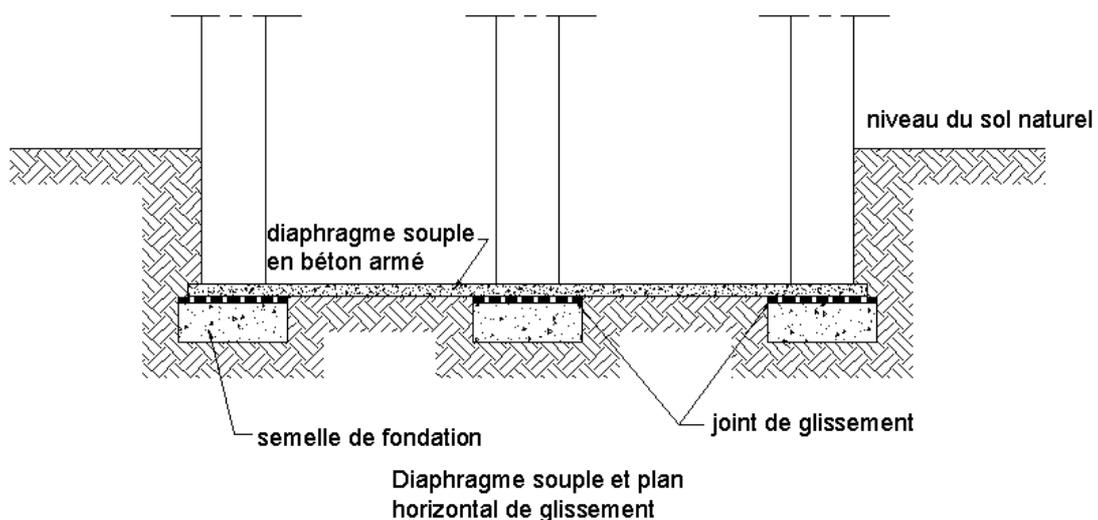
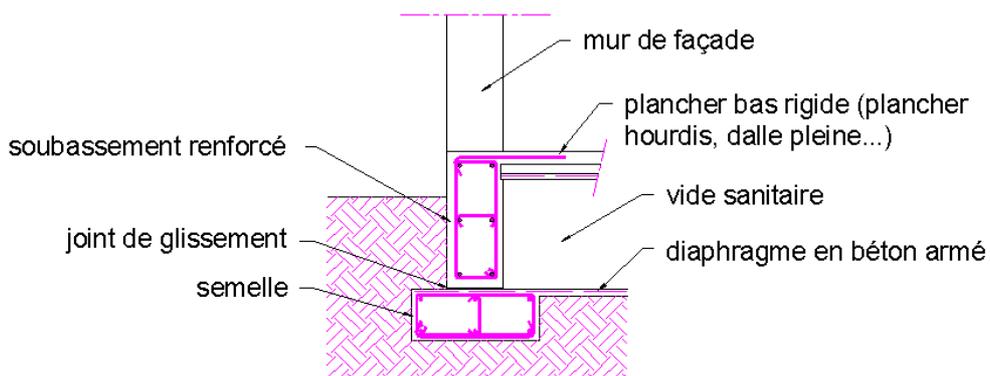


*Maillage des fondations*

- Les soubassements doivent être rigidifiés, la partie « semelle » étant désolidarisée de la partie rigide par un joint de glissement permettant notamment d'échapper aux efforts horizontaux (ce joint de glissement favorise particulièrement les techniques de relevage de bâtiment compte tenu de la « coupure » réalisée entre les fondations et le soubassement).  
Afin de lier toutes les fondations et longrines entre elles, un diaphragme en béton armé de faible épaisseur doit être réalisé sur toute la superficie du bâtiment.

Pour une meilleure maîtrise de l'interaction sol-structure, les fondations doivent être coulées sur le sol avec interposition d'une couche de sable de 10 cm d'épaisseur minimum.

Le plancher bas doit être sur vide sanitaire, accessible et liaisonné aux soubassements par des armatures de rive.



*Principe de fondations*

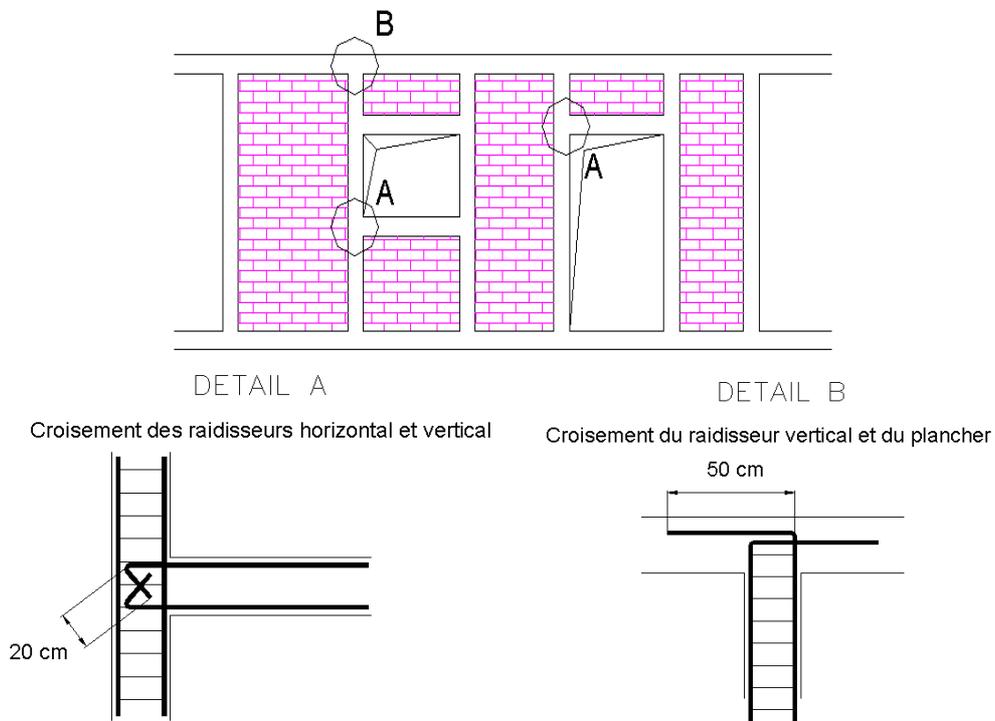
## 4.6 Superstructure

Les résultats de cette étude ne sont valables que pour des bâtiments dont la superstructure est renforcée vis-à-vis des affaissements miniers : la conception d'un nouveau bâtiment doit répondre aux prescriptions suivantes :

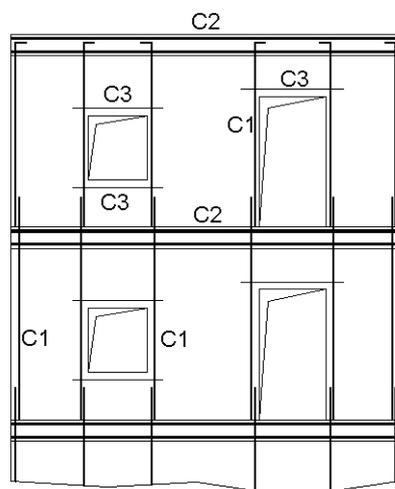
### Prescriptions propres aux bâtiments fortement renforcés :

- Des chaînages continus constitués d'armatures filantes à recouvrement ou ancrage total doivent être disposés aux extrémités des voiles ou des panneaux, à toutes les intersections de murs porteurs, à toutes les intersections des murs et de planchers. Toutes les ouvertures doivent être encadrées par des chaînages.

#### Cas des murs maçonnés



#### Cas des murs en béton armé



- C 1 : chaînage vertical
- C 2 : chaînage horizontal
- C 3 : chaînage des ouvertures (2 armatures HA Ø 10).

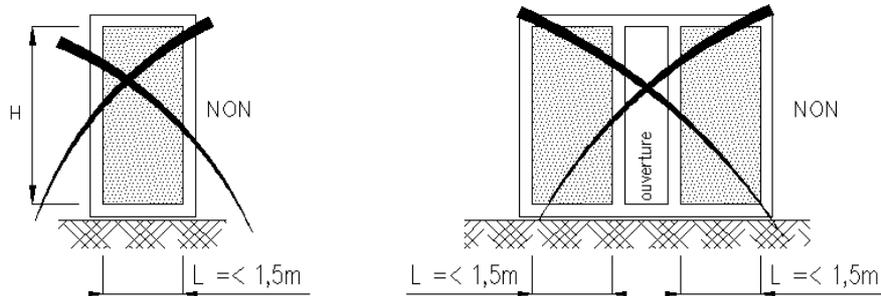
- Les poteaux doivent avoir une capacité portante d'au moins 1,4 fois celle correspondant à la somme des poutres aboutissant au nœud poteau-poutre considéré.

Dans le cas particulier des constructions métalliques

- les pieds de poteaux doivent être articulés, plutôt qu'encastés,
- et les assemblages doivent être boulonnés, plutôt que soudés.

- Les planchers ne doivent pas comporter de décaissés, ils doivent être plans sur toute la surface du bâtiment.

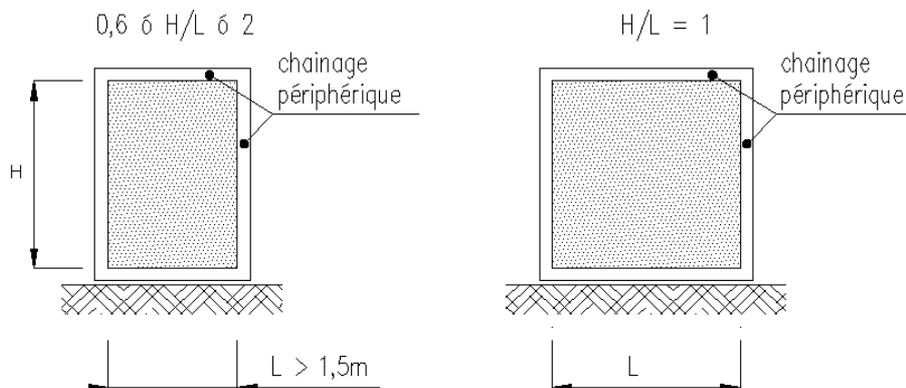
- Les éléments maçonnés de grande dimension doivent être recoupés d'un chaînage vertical tous les 3,00 m maximum.



panneau de largeur insuffisante

panneau comportant une ouverture réduisant à moins de 1,5m les longueurs des parties pleines

a) Cas des murs porteurs ne participant pas au contreventement



$0,6 \leq H/L \leq 2$

chainage périphérique

H

$L > 1,5m$

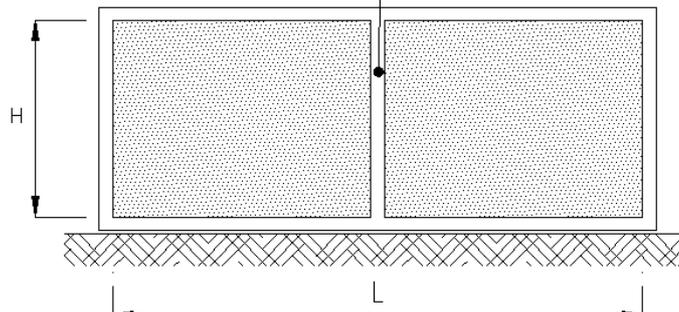
$H/L = 1$

chainage périphérique

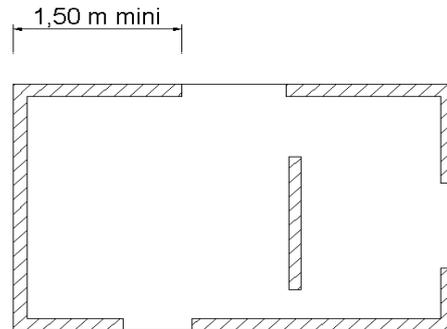
L

$H/L = 0,67$

chainage intermédiaire si  $L > 3m$



- La superstructure doit comporter des ouvertures aussi petites que possible. Elles seront placées afin de conserver des pans de murs sans aucune ouverture, sur chaque façade, de largeur minimum de 1,50 m.



*Maillage des fondations*

## 4.7 Éléments non structuraux

Dans la situation d'affaissement, les éléments non structuraux n'ont aucune fonction porteuse mais peuvent être mis en charge par l'ossature porteuse qui se déforme lors de l'incurvation du sol et de la mise en pente du sol. Ces éléments non structuraux et rigides peuvent alors devenir provisoirement porteurs et risquer de subir des dommages importants s'ils ne sont pas conçus pour résister à ces charges (leur présence peut influencer sur le comportement général de la structure).

C'est pourquoi ces éléments non structuraux doivent être conçus pour ne pas avoir d'incidence sur le comportement de la structure de la construction. Les dispositions qui suivent répondent à cette exigence et permettent de maintenir la fonction de l'élément (étanchéité des façades et cloisons, par exemple).

### 4.7.1 Les façades et menuiseries extérieures

#### 4.7.1.1 Les 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.

Les dispositions classiques autorisent un défaut d'équerrage de 5 mm maximum, expliquant le coincement des vantaux à partir du niveau d'endommagement N2.

## Prescriptions :

Il est nécessaire de limiter la taille des ouvertures (coté de l'ordre de 1,50 m) et des les prévoir de format sensiblement carré ; tout élancement prononcé pouvant être préjudiciable quelles que soient les dispositions constructives envisageables.

Cela conduit à exclure des ouvrants coulissants qui sont souvent de grandes dimensions et qui par ailleurs présentent un cadre dormant de faible rigidité.

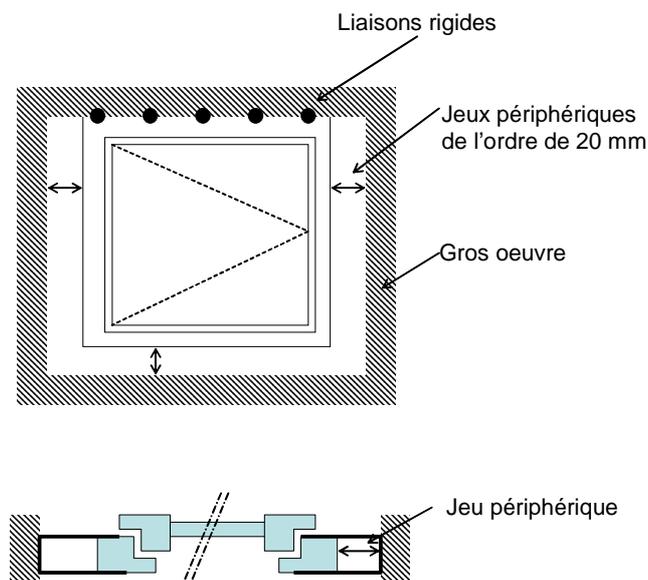
Peuvent être envisagés pour les habitations, les ouvrants à la française et les ouvrants oscillo-battants, pour les locaux d'activité et les petits établissements recevant du public d'autres types d'ouvrants tels que ouvrants à l'italienne ou basculants.

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 doit être environ 20 mm pour une baie de 1,50 m de coté.

Cette disposition oblige à une conception spécifique des cadres dormants, pour autoriser la reprise du poids du vantail en traverse basse non calée et la transmission en rive supérieure, liée au gros œuvre.

Les dispositions d'étanchéité doivent également être adaptées pour conserver leur intégrité. Toute étanchéité par mastic est à exclure. Il est possible d'envisager la mise en place entre le précadre en U et le dormant des bandes de mousse imprégnées pré-comprimées ou non sur une largeur de l'ordre de 20 mm. En traverse basse de la baie, un drainage du précadre avec une bavette rejet d'eau est à prévoir.

Ce type de disposition spécifique est plus facilement réalisable lors d'une pose de la menuiserie en tableau.



#### 4.7.1.2 Les façades légères

D'une façon générale, les façades légères sont à éviter en zone d'affaissements importants (pente supérieure à 3 %) compte tenu des déformations horizontales et verticales induites par l'affaissement d'une part et du caractère fragile de ces façades d'autre part. Les façades légères comprennent :

- Les façades rideaux, situées entièrement en avant du nez de plancher,
- Les façades semi-rideaux, dont la paroi extérieure est située en avant du nez de plancher et la paroi intérieure située entre deux planchers consécutifs,
- Les façades panneaux, insérées entre planchers,
- Les verrières, inclinées à plus de 15° par rapport à la verticale, qui se prolongent en façade.

#### Prescription :

Proscrire les façades légères.

#### 4.7.2 Escaliers

Les escaliers peuvent être en bois, métal ou en béton armé.

#### Prescriptions :

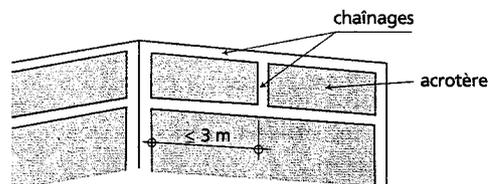
Les escaliers maçonnés et ceux sur voûte sarrasine sont interdits.  
Les marches prévues en console dans les murs sont à proscrire.

#### 4.7.3 Eléments en console verticale

Il peut s'agir d'acrotères, de garde corps, de corniches ou de tout autre élément en maçonnerie fixé uniquement à leur base.

#### Prescription :

Compte tenu de la mise en pente de la construction lors de l'affaissement, les éléments en console verticale quand ils sont réalisés en maçonnerie doivent être encadrés par des chaînages horizontaux et verticaux (espacés tous les 3 mètres) et reliés à la structure porteuse.



#### Recommandation :

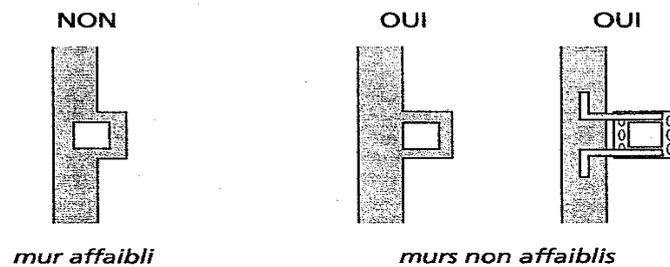
**Encadrement des éléments en console verticale.**

Concernant les gardes corps, les matériaux légers sont préférables aux matériaux lourds.

#### 4.7.4 Les conduits maçonnés

##### Prescriptions :

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 être aussi munies de haubanage).

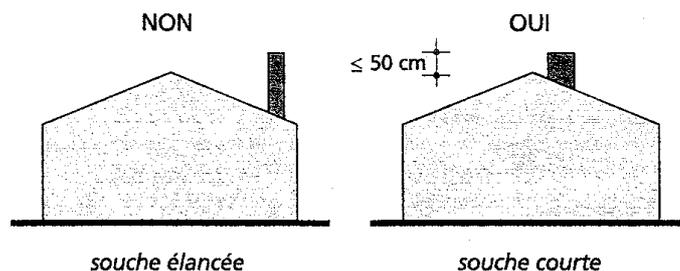


##### Recommandations :

La mise en place de ceintures en plat en acier est recommandée.

Les conduits de fumée doivent être adossés aux murs intérieurs sans affaiblir la section résistante du mur.

A l'intérieur de la construction, les conduits doivent être liaisonnés à la charpente et à chaque plancher par des attaches métalliques. 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).



**Conduits de fumée.**

#### 4.7.5 Les toitures

La pente de la toiture doit tenir compte de la pente prévisible en cas d'affaissement afin de continuer à assurer la fonction d'étanchéité (définie en situation de concomitance du vent et de la pluie) et du clos et couvert. Il en découle les recommandations et prescriptions suivantes :

#### 4.7.5.1 Les couvertures en petits éléments

##### Recommandations :

Les couvertures en petits éléments concernent les constructions de type 1, 2, 3 et parfois 4.

Les couvertures en grands éléments concernent les constructions de type 3, 4 et 5.

On doit prévoir une pente de toiture 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 d'affaissement.

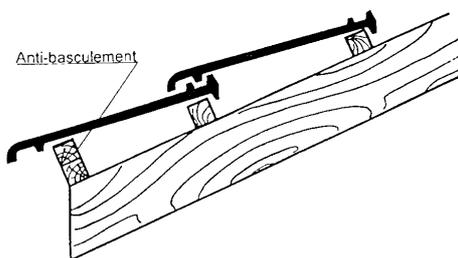
Exemple : couvertures en tuile en terre cuite petit moule à emboîtement ou à glissement à relief (DTU 40) situées en site normal, zone III (selon la carte définissant les zones d'application du DTU 40.21), avec pente prévisible d'affaissement 10 % et disposant d'un écran de sous toiture :

$$\text{Pente à prévoir} = 60 \% + 10 \% = 70 \%$$

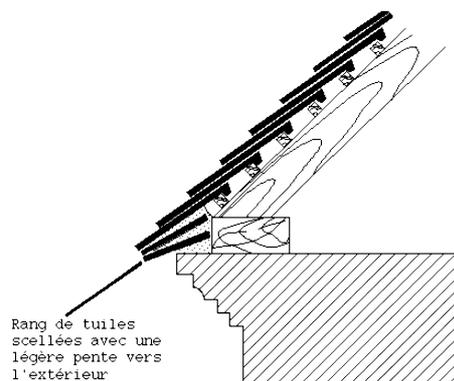
Il faut mettre en place systématiquement un écran de sous toiture (dont la mise en œuvre est prévue dans le DTU de la série 40). Les écrans souples devront relever de la procédure d'Avis Technique en tant que procédé non traditionnel.

Les couvertures en tuiles plates en terre cuite ou en béton ne sont pas recommandées. Les tuiles en ardoise ou en bandeaux bitumés sont à déconseiller 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.

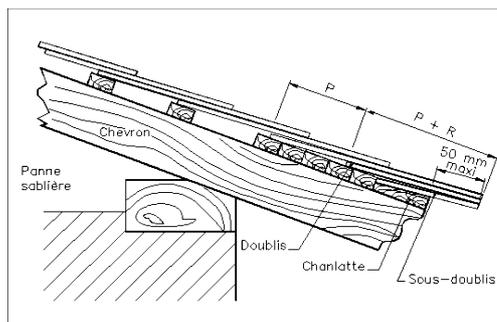
Les couvertures en tuiles de terre cuite à emboîtement ou à glissement à relief ou en tuiles béton à glissement et à emboîtement longitudinal sont recommandées en cas d'affaissement.



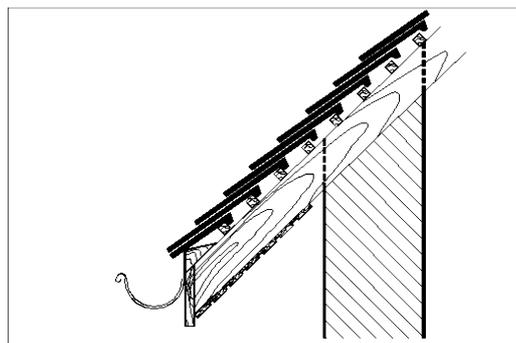
Toiture recommandée (tuile de terre cuite à emboîtement ou à glissement à relief)



Toiture déconseillée (tuile plate en terre cuite)



Tuile déconseillée (tuile ardoise)



Tuile déconseillée  
(tuile plate en béton)

Les gouttières et les descentes d'eau doivent être dimensionnées (section utile) selon le DTU 60.11 et en fonction de la plus grande surface « mouillée » de la toiture possible. De ce point de vue, il faut envisager les deux configurations suivantes :

- toiture inclinée en situation normale ;
- toiture inclinée en situation d'affaissement avec la pente maximale prévisible (zone du point d'inflexion de la cuvette).

De plus, il est recommandé de disposer une descente d'eau à chaque extrémité de gouttière.

#### **4.7.5.2 Etanchéité des toitures**

Ce type d'étanchéité peut concerner les types 3 – 4 et 5.

#### **Prescription :**

Compte tenu du risque d'effondrement sous accumulation d'eau 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 %.

#### **Recommandations :**

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

Les descentes d'eau pluviales doivent être prévues au minimum à chaque angle de la toiture afin d'assurer une évacuation d'eau de la toiture en cas de mise en pente du bâtiment.

#### *4.7.6 Cloisons de distribution*

Il convient d'éviter la détérioration des cloisons délimitant les couloirs d'évacuation et les cages d'escalier. Il en découle les recommandations suivantes :

##### **4.7.6.1 Les cloisons en maçonnerie**

###### **Recommandations :**

Pour les cloisons dont l'épaisseur est supérieure à 10 cm, leur superficie entre raidisseurs doit être limitée à 20 m<sup>2</sup> et la diagonale à 50 fois l'épaisseur.

S'agissant des cloisons dont l'épaisseur est inférieure ou égale à 10 cm, leur superficie entre raidisseurs doit être limitée à 14 m<sup>2</sup>, la plus grande dimension ne doit pas excéder 5 mètres et la diagonale doit être inférieure à cent fois l'épaisseur brute.

Les cloisons régissant sur la hauteur d'étage doivent être rendues solidaires de la sous face du plancher supérieur pour éviter leur déversement.

Ces cloisons, n'atteignant pas le plafond, doivent être encadrées par des éléments de béton armé, métal ou bois, solidarisés entre eux et liés au gros œuvre.

##### **4.7.6.2 Les cloisons en carreaux de plâtre**

###### **Prescription :**

Ces cloisons ne conviennent pas pour le type 5 du fait de la flexibilité de l'ossature métallique.

###### **Recommandations :**

Les carreaux de plâtre doivent être désolidarisés de la structure par un joint périphérique de 3 cm d'épaisseur et constitué d'un matériau durablement compressible.

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.

Les cloisons en carreaux de plâtre doivent disposer de raidisseurs tous les 5 mètres 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.

Les huisseries de portes doivent être liées à la cloison par des pattes de scellement tous les joints horizontaux de cloisons. Les montants d'huisserie ne doivent pas être scellés en partie haute.

### 4.7.6.3 Les cloisons en plaques de plâtre

#### Recommandations :

La mise en place de ces cloisons est particulièrement recommandée pour les constructions soumises aux affaissements importants (pente supérieure à 6 %).

Cependant, comme leur intégrité est exigée en cas d'affaissement, il est nécessaire de découpler des cloisons de la structure :

- en plaçant l'ossature de la cloison dans un profil solidaire de la structure porteuse,
- en ne liaisonnant pas les plaques de plâtre sur le profil.

## 4.8 Réseaux

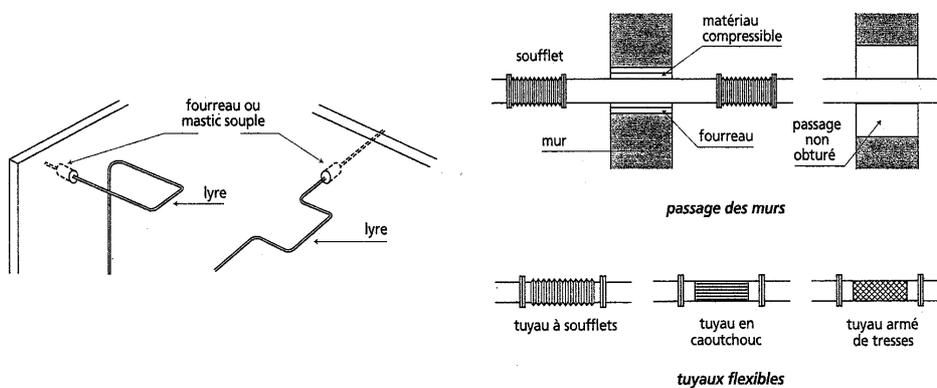
Lors de l'affaissement du terrain, il est nécessaire que les installations et les conduites de distribution puissent continuer à fonctionner et que la conception prévoit une réparation de dégâts inévitables.

Dans ce chapitre, seules les canalisations pour l'eau (réseau sous pression) et les installations d'évacuation (réseaux d'eau de pluie et d'eaux usées) sont examinées.

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. Il en découle les prescriptions et recommandations suivantes :

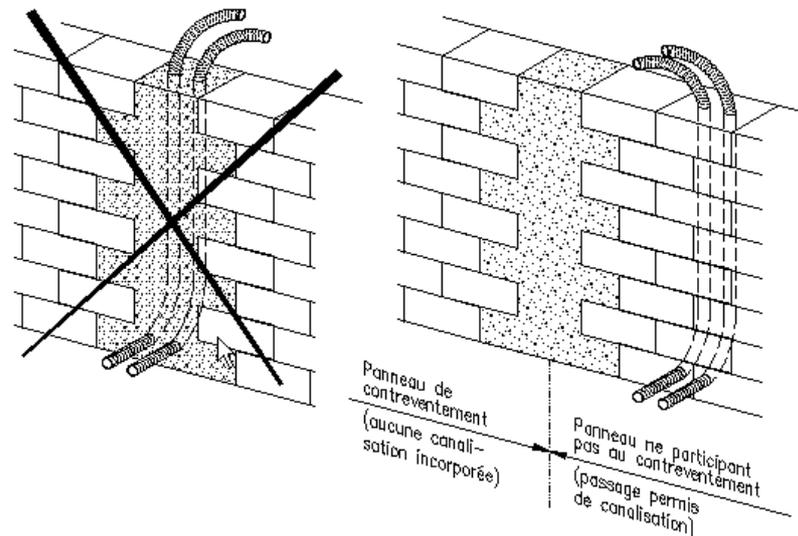
#### Prescriptions :

La pénétration des canalisations dans le bâtiment doit s'effectuer par un dispositif souple – dispositif en ligne ou éléments de liaison en métal déformable.



Aucune canalisation n'est à prévoir dans l'emplacement libre des joints d'affaissements (cf. § 4.2).

Il est interdit de disposer des canalisations, quelles que soient leurs dimensions, dans les chaînages et dans les panneaux de contreventement.



Percements et saignées : interdits dans les murs de contreventement

### Recommandations :

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 liaisons entre les réseaux extérieurs (installations de raccordement au réseau public) et le bâtiment et celles entre le bâtiment et l'égoût doivent être placées pour les constructions au milieu de la façade avant (à cet endroit le déplacement entre la fondation et le sol est minimal). Les canalisations peuvent être regroupées dans un emplacement prévu à cet effet (puisard) et dont les parois sont soigneusement désolidarisées du bâtiment.

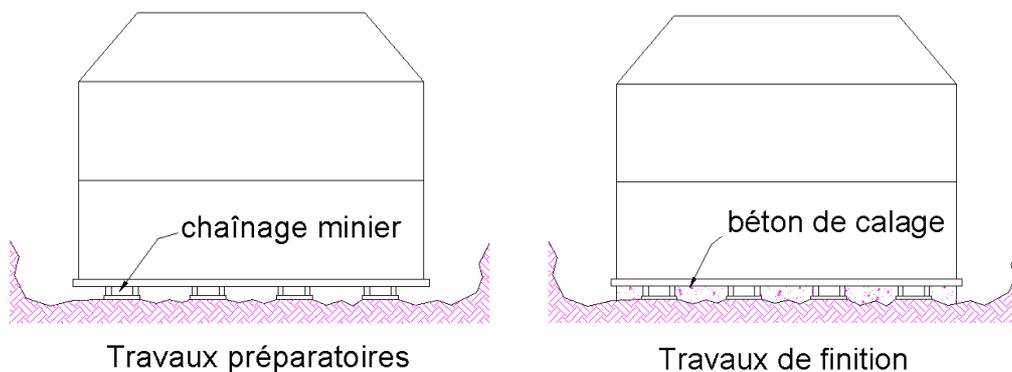
Les canalisations secondaires doivent avoir au moins une inclinaison supérieure à celle prescrite dans les Normes et DTU en vigueur. Cette mesure constructive qui tient compte du changement de pente des canalisations lors de l'inclinaison du bâtiment permet la vidange des installations d'eau sous pression.

## 4.9 Modalités de relevage des bâtiments

Afin de faciliter leur remise à niveau éventuelle, les bâtiments doivent être munis d'un dispositif de relevage adéquat. Ces dispositifs nécessitent une analyse fine du bâtiment, des fondations et du sol de fondations ; ils doivent être conçus nécessairement par un bureau d'études techniques.

A la conception de l'ouvrage, le choix d'une remise à niveau éventuelle doit être clairement discuté. Dans le cas où il n'est pas jugé utile (pour des raisons techniques, sociales ou financières), les travaux décrits ci-après ne sont pas nécessaires.

La réalisation de niches à vérins est la solution la plus appropriée à notre typologie de bâtiment. Elle n'est envisageable que pour les bâtiments fortement renforcés.



*Principe de relevage d'un bâtiment*

Dans ce cas, les fondations doivent comporter à intervalle régulier dans leur partie rigidifiée des niches à vérins, dont le contour doit être fretté en fonction de la charge de relevage prévisible. Les soubassements doivent être dimensionnés comme des poutres reposant sur les vérins, et l'emprise des fondations doit tenir compte des phases transitoires du relevage. Par ailleurs, les niches à vérins doivent être facilement accessibles.

Le coût de réalisation de ces seules niches à vérin est faible par rapport au coût de la construction (de l'ordre de 2 %).

Dans le cas d'une mise en pente importante il est préférable de relever le bâtiment plusieurs fois de suite lors de l'affaissement.

A titre d'illustration, un bâtiment ayant subi une mise en pente totale de 10% devra faire l'objet d'au moins deux relevages.

Le relevage a un coût total s'élevant à environ 40 % du prix de la construction, et fait appel, au minimum, au savoir-faire de deux types d'entreprises : une première spécialisée dans l'usage des vérins, une deuxième spécialisée dans les reprises en sous-œuvre.

Rappelons que la maîtrise des procédés de remise à niveau est actuellement aux mains des exploitants miniers et que leur disparition est prévue très prochainement. La mise en pratique d'un tel système de remise à niveau implique donc le maintien ou la création d'un savoir-faire qui puisse surveiller les bâtiments construits de manière diffuse, estimer les critères à partir desquels il est nécessaire de relever un bâtiment, et de prendre enfin la décision du relevage.

Il n'est donc pas envisageable de considérer le problème du relevage bâtiment par bâtiment, mais d'une façon beaucoup plus globale et centralisée.

Notons enfin que le relevage du bâtiment n'est pas envisageable si ce dernier a subi des désordres structuraux : les fondations ne doivent pas être fissurées ou avoir subi des déformations importantes. Les parties de la superstructure ayant éventuellement subi des désordres doivent être renforcées avant le relevage.

En outre, même en bon état, un bâtiment ayant une pente trop importante (supérieure à 6 %) posera des problèmes techniques de relevage, pouvant conduire à la décision de ne pas remettre à niveau le bâtiment sans augmenter les dispositifs existants.

Par conséquent, ce dispositif de relevage pour des mises en pente importantes n'est envisageable que pour des évolutions lentes du processus d'affaissement (évolution sur plusieurs semaines au minimum).

Dans l'hypothèse actuelle où l'on considère que le processus d'affaissement peut avoir lieu sur une seule journée, il n'est pas pertinent de recommander ce dispositif de relevage.

## **4.10 Les limites d'application de l'étude**

D'une part, la présente étude ne vise pas les modifications ultérieures apportées sur une construction neuve ayant fait l'objet des préconisations constructives précitées. Les modifications sont à considérer comme une nouvelle construction et sortent du champ d'application du guide. Il peut s'agir :

- de démolition partielle ou totale des panneaux de contreventement ;
- de démolition partielle ou totale de planchers ;
- de transformation de combles non aménagés en étages habitables ;
- de rajout de citernes ou bassins ;
- de surélévation partielle ou total d'un ou plusieurs niveaux.

D'autre part, les dispositions constructives préconisées dans cette étude reposent sur des solutions types et résultent de dimensionnement forfaitaire. De ce point de vue des études particulières restent toujours envisageables dans la mesure où elles sont effectuées par des bureaux d'études spécialisés. Ces études pourront alors reposer sur des hypothèses plus larges que celles retenues dans ce document et permettre un dimensionnement adapté à un projet architectural particulier (emprise au sol non rectangulaire, élévation du bâtiment irrégulière...).

## 5. Sécurité des occupants

L'endommagement des bâtiments soumis à des actions d'affaissement minier définies dans le cadre de l'étude effectuée par le CSTB est classé en 5 niveaux  $N_1$  à  $N_5$ . La définition succincte de ces niveaux est rappelée ci-dessous :

Niveau d'endommagement	Importance du dommage
N1	très léger ou négligeable
N2	léger
N3	appréciable
N4	sévère
N5	très sévère

On constate que le premier niveau  $N_1$  est un niveau pour lequel les déformations sont faibles et n'engendrent au sein de la construction que des désordres visuels. Ce premier niveau n'occasionne pas de modification de géométrie des éléments du bâtiment, susceptibles de compromettre la sécurité des occupants.

Le niveau N2 est un niveau pour lequel les déformations restent faibles, et il peut tout au plus entraîner le coincement des fenêtres et des portes. Pour ce niveau, 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, au travers des connaissances qu'on en a aujourd'hui. Il n'y a pas de risque intrinsèquement lié à la chute d'objets ou d'éléments d'équipements, 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 ce niveau N2 serait une panique des occupants ne pouvant pas sortir du fait du coincement des portes et fenêtres, et tentant par là des évacuations risquées (saut de fenêtres, 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.

Le niveau N<sub>3</sub>, plus sévère que le précédent, présente un risque de panique accentué par rapport à ce qui est décrit ci-dessus pour le niveau N<sub>2</sub>. Mais ce niveau est réputé pouvant également conduire à des ruptures de canalisations. 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, il convient de proscrire les installations au gaz.

Les deux derniers niveaux, N<sub>4</sub> et N<sub>5</sub>, sont définis comme donnant lieu à des changements de géométrie (sols en pente, murs hors d'aplomb, etc.) et à 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 que l'on ne saurait pas pondérer 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 précédemment pour les niveaux N<sub>2</sub> et N<sub>3</sub>, pour lesquels il s'agissait d'une situation d'amorce de désordres.

Il est donc déconseillé, pour ces niveaux d'endommagement, d'autoriser la construction des bâtiments étudiés ci avant. Une construction ne serait envisageable qu'avec des mesures préventives plus sévères.

En résumé, pour les niveaux d'endommagement N<sub>1</sub>, N<sub>2</sub>, N<sub>3</sub>, la sécurité des occupants ne peut pas être directement menacée, du fait de l'absence de risque de chutes d'éléments porteurs ou d'équipements et du caractère progressif de l'affaissement. Concernant les niveaux N<sub>4</sub> et N<sub>5</sub>, la sécurité des occupants peut être menacée en l'absence de dispositifs de surveillance adaptés.

Si l'on souhaite visualiser qualitativement le niveau de risque pour la sécurité des occupants, on peut dresser le tableau suivant :

Type de bâtiment	Pente d'affaissement au-delà de laquelle la sécurité des occupants peut être mise en cause en l'absence de dispositions particulières	
	Cas des bâtiments <u>faiblement</u> renforcés	Cas des bâtiments <u>fortement</u> renforcés
Type 1	10 %	14 %
Type 2	3 %	7 %
Type 3	5 %	11 %
Type 4	3 %	6 %
Type 5	2 %	4 %

## 6. Systèmes constructifs alternatifs

### 6.1 Généralités

Dans ce chapitre, nous allons présenter des systèmes constructifs alternatifs aux systèmes traditionnels de la région étudiés dans les chapitres précédents.

En préambule à ce chapitre, nous rappelons que le choix des matériaux et celui des systèmes constructifs jouent un rôle déterminant dans la résistance des constructions aux effets de l'affaissement minier (mise en courbure du terrain, déformation horizontale du sol et inclinaison du bâtiment). De ce point de vue, l'aptitude des systèmes à se déformer plastiquement lors des efforts élevés sans pour autant réduire sensiblement leurs capacités résistantes constitue une solution préférable à certains procédés constructifs traditionnels plus fragiles.

C'est pourquoi l'objectif visé ici est d'explorer d'autres procédés de gros œuvre de maison qui pourraient permettre de mieux résister aux affaissements miniers par ce qu'ils offrent par rapport aux procédés traditionnels :

- un rapport résistance/poids largement supérieur ;
- une capacité à accepter des déformations plus importantes (du fait de la ductilité de leurs assemblages mécaniques) ;
- une résistance aux chocs importants (résilience) sensiblement supérieure.

A titre d'illustration, deux systèmes constructifs ont été particulièrement analysés :

- la maison individuelle à ossature en bois,
- la maison individuelle à ossature acier.

Il faut souligner que s'agissant d'une analyse menée à titre exploratoire, l'estimation des niveaux d'endommagements des bâtiments vis-à-vis des sollicitations et l'approche décrite au paragraphe 2 n'ont pas été directement appliquées aux constructions pouvant disposer de matériaux ou de systèmes constructifs alternatifs.

Toutefois, en partant du principe que les deux systèmes constructifs décrits ci-après disposent d'une capacité résistante favorable aux actions sismiques, nous pouvons dire que, par retour d'expérience :

- les niveaux d'endommagements N1 et N2 seront globalement atteints pour les mêmes valeurs de pentes, que les bâtiments soient renforcés ou conçus avec les systèmes constructifs alternatifs;
- le niveau d'endommagement N3 des bâtiments conçus avec les systèmes constructifs alternatifs correspondra à des pentes plus élevées que celles atteintes par les bâtiments simplement renforcés;

- pour les bâtiments conçus avec les systèmes constructifs alternatifs, les niveaux d'endommagement N4 et N5 seront atteints pour des pentes sensiblement plus élevées que celles correspondant aux bâtiments simplement renforcés – dans ce cas de figure, la capacité de ces systèmes constructifs alternatifs à se déformer plastiquement lors de déformations élevées (ductilité) agit pleinement pour les niveaux d'endommagement forts (N4 et N5).

L'articulation de ce chapitre s'organise autour de deux parties :

- la première (la plus importante) s'attache à décrire et à analyser deux systèmes constructifs complets (maison à ossature bois et maison à ossature acier),
- la deuxième (indicative) donne des orientations techniques en matière de procédés de gros œuvre pouvant prétendre à un bon comportement vis-à-vis d'affaissements miniers (bon rapport résistance/poids pour le béton léger et ductilité appréciable des assemblages pour les grands panneaux préfabriqués).

Dans ce qui suit nous décrivons, dans les grandes lignes, les principes constructifs qui permettent de présager d'un comportement favorable des constructions vis-à-vis d'un affaissement prévisible.

Enfin, les modes constructifs alternatifs étudiés présentent un surcoût par rapport à une construction traditionnelle en maçonnerie non renforcée. Le surcoût a été évalué globalement sur la base de principes constructifs visant à renforcer les deux systèmes étudiés. En première approche, nous pouvons estimer un surcoût avoisinant 10% pour la maison à ossature acier et 15% pour la maison à ossature bois.

## 6.2 La construction en bois

Le bois, parmi les matériaux utilisés dans la construction, présente, d'une part, un rapport résistance/poids particulièrement élevé. D'autre part, les bâtiments à ossature bois disposent, du fait de la ductilité des assemblages mécaniques (par opposition aux assemblages collés), d'une grande capacité à accepter des déformations importantes. Ces deux propriétés conjuguées entre elles leur permettent d'atteindre - à partir des niveaux d'endommagements N 3 - des pentes admissibles supérieures à celles obtenues pour les bâtiments étudiés ci-avant (voir tableau ci-après).

Par ailleurs, vis-à-vis des sollicitations agissantes, le bois possède une résistance appréciable en traction et en compression quand il est orienté dans la direction de ses fibres. A préciser toutefois qu'il convient de le protéger de l'humidité permanente et des variations hygrométriques auxquelles il est particulièrement sensible.

Le système constructif proposé ci-après consiste à réaliser une superstructure à ossature bois (poteaux, poutres et panneaux) sur des fondations en béton armé et supposées de mêmes dimensions que celles des bâtiments étudiés au chapitre précédent.

Les comparaisons des effets d'un affaissement entre la typologie étudiée ci avant et ce mode alternatif sont les suivantes :

- l'effet de la déformation horizontale du sol est équivalent, et les fondations doivent être dimensionnées de la même manière,
- l'effet de la mise en pente du bâtiment est beaucoup plus faible, compte tenu de l'aptitude du matériau bois à résister à des efforts de traction (sous réserve de la bonne orientation des fibres),
- l'effet de la courbure du terrain est atténué par l'allègement de l'ensemble du bâtiment.

Afin d'apprécier le gain en terme d'impact, nous avons estimé pour le bâtiment de type 3 (exemple de la maison individuelle) les nouvelles pentes correspondant aux différents niveaux d'endommagement :

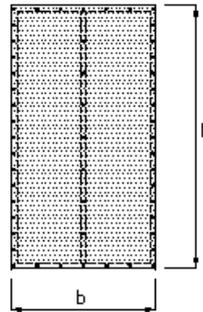
Pente de l'affaissement (%)	Niveau d'endommagement du bâtiment				
	N1	N2	N3	N4	N5
<b>Type 3 fortement renforcé</b>	$p \leq 2$	$2 < p \leq 3$	$3 < p \leq 11$	$11 < p \leq 21$	$21 < p$
<b>Type 3 « bois »</b>	$p \leq 3$	$3 < p \leq 4$	$4 < p \leq 15$	$15 < p \leq 30$	$30 < p$

Comme pour les systèmes en maçonnerie, la conception d'ensemble d'une construction à ossature bois doit respecter les mêmes conditions géométriques : forme rectangulaire et rapport  $l/L$  limité à 0,5.

Pour les types 1 – 2 – 3 et 4 les maisons à ossature de bois semblent convenir en zone d'affaissement à condition de disposer d'un système à murs porteurs répondant aux principes suivants :

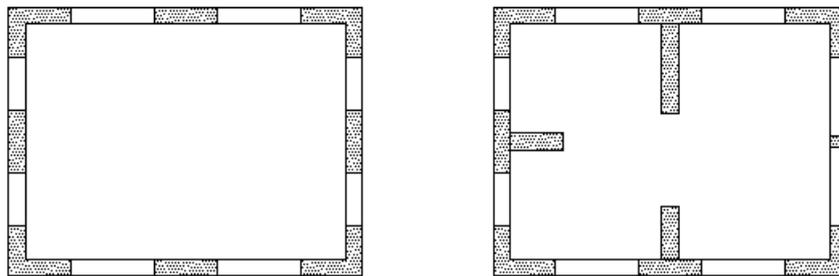
- Les panneaux utilisés dans la composition des murs doivent être résistants à l'humidité : les contreplaqués sont au moins NF Extérieur CTBX et les panneaux de particules doivent être CTBH ;
- Le nombre de panneaux de contreventement doit être identique à tous les étages ;

- Le contreventement est assuré soit par un système triangulé, soit par un voile rigide constitué d'un panneau en contreplaqué d'au moins 14 mm d'épaisseur cloué sur tous les montants de l'ossature ;



Panneau de contreventement

- La répartition des panneaux doit permettre leur superposition dans la hauteur de la construction afin d'éviter des phénomènes de torsion pouvant intervenir lors d'une inclinaison de bâtiment ;
- Chacun des quatre angles doit au moins comporter deux panneaux de contreventement.



Exemple de disposition de panneaux de contreventement

Concernant les parements extérieurs des maisons à ossature de bois, on doit éviter les parements en maçonnerie dont le comportement sous déformations imposées est significativement différent de la structure en bois.

Les parements extérieurs constitués de deux couches d'enduit à base de ciment de chaux sur un support métallique (type métal déployé) liaisonné ou panneaux bois paraissent une mesure constructive compatible avec le comportement d'une ossature bois. Les revêtements extérieurs en enduit plastique semblent, eux aussi, convenir.

## **6.3 Procédé constructif de gros œuvre de maison avec ossature acier**

Ce procédé de gros œuvre complet, du fait de son ossature acier, présente, d'une part, un rapport résistance/poids sensiblement plus élevé que les systèmes traditionnels. D'autre part, ces bâtiments disposent - comme pour la construction en bois - du fait de la ductilité de leurs assemblages mécaniques, d'une capacité à accepter des déformations importantes. Cette dernière propriété est déterminante pour résister aux effets des déformations induites par l'affaissement minier étudié ici et explique ses performances en matière de pentes admissibles (voir tableau ci-après).

Par ailleurs, il convient de préciser, d'une part, que les structures métalliques nécessitent un entretien régulier contre les risques de corrosion. D'autre part dans la mesure où une stabilité au feu supérieure à un quart d'heure est requise, il peut être nécessaire de protéger la structure métallique par des matériaux résistant au feu.

Cette famille de procédés est destinée principalement aux types 1 – 3. Elle convient aussi pour le type 4 limité aux constructions à simple rez de chaussée et/ou à un étage seulement.

Le procédé comprend une ossature métallique porteuse (type IPN ou IPE) et peut être constitué de :

- planchers en béton armé ou en bois sur solivage en poutrelles métalliques ;
- charpente de toiture en cornières métalliques ;
- parois extérieures en dalles nervurées en béton armé avec revêtement de type R.P.E ;
- cloisons de distribution en plaques de parements en plâtre.

Afin de conférer à ce système constructif complet de gros œuvre un comportement satisfaisant vis-à-vis du phénomène d'affaissement et de ses effets, des adaptations constructives peuvent être aménagées.

Les comparaisons des effets d'un affaissement entre la typologie étudiée ci avant et ce mode alternatif sont les suivantes :

- l'effet de la déformation horizontale du sol est équivalent, et les fondations doivent être dimensionnées de la même manière,
- l'effet de la mise en pente du bâtiment est beaucoup plus faible, compte tenu de l'aptitude du matériau acier à résister à des efforts de traction,
- l'effet de la courbure du terrain est très atténué par l'allègement de l'ensemble du bâtiment.

Afin d'apprécier le gain en terme d'impact, nous avons estimé pour le bâtiment de type 3 (exemple de la maison individuelle) les nouvelles pentes correspondant aux différents niveaux d'endommagement :

Pente de l'affaissement (%)	Niveau d'endommagement du bâtiment				
	N1	N2	N3	N4	N5
<b>Type 3 fortement renforcé</b>	$p \leq 2$	$2 < p \leq 3$	$3 < p \leq 11$	$11 < p \leq 21$	$21 < p$
<b>Type 3 « acier »</b>	$p \leq 4$	$4 < p \leq 6$	$6 < p \leq 23$	$23 < p \leq 33$	$33 < p$

Au niveau de la liaison entre la structure et les fondations (calibrées conformément aux dispositions du chapitre ...), les chaînages verticaux doivent être placés :

- à tous les angles de la construction ;
- aux jonctions des murs ;
- au droit et en continuité des poteaux reprenant les palées de contreventement ;
- de part et d'autre des ouvertures de soubassement.

Le chaînage du plancher bas du rez de chaussée doit comporter 4 barres HA  $\varnothing$  12 longitudinales reliées entre elles par des cadres.

Au niveau de l'ossature métallique, tous les assemblages doivent être boulonnés. Au droit des poteaux métalliques assurant le contreventement, la liaison doit être prolongée jusqu'au bas des fondations par des chaînages verticaux.

## 6.4 Le béton léger

L'ensemble des systèmes de structure en béton armé traditionnel sont utilisables en béton léger (système en portique, voiles, maçonnerie, ...).

L'utilisation du béton léger présente des avantages appréciables en zone d'affaissement même si des précautions particulières sont à prendre.

Parmi ces avantages on peut citer, par exemple, la capacité du béton léger à se déformer plus facilement et de façon moins brutale que le béton classique ainsi que la réduction du poids de la structure (25 % environ de réduction par rapport à un bâtiment similaire réalisé en béton classique).

Toutefois, il faut prendre en compte les phénomènes suivants :

- le fluage du béton léger est plus important ;
- dans les nœuds d'ossature les dispositions d'ancrage des armatures doivent être renforcées ;
- le freinage des poteaux en béton léger doit être plus important que pour le béton armé traditionnel.

## **6.5 La construction en grands panneaux préfabriqués**

Ce type de construction peut concerner essentiellement les types 4 et 5. Ces constructions sont constituées de panneaux en béton armé dans les deux directions orthogonales percés ou non d'ouvertures.

La capacité de ce système de grands panneaux à se déformer dépend majoritairement des caractéristiques des joints entre panneaux. Les dispositions constructives ci-après tiennent compte de ce constat.

Les joints horizontaux doivent être montés et armés.

Les joints verticaux peuvent être constitués à partir de :

- rives crantées et d'aciers en attente « bouclés » ;
- assemblages boulonnés.

La répartition des panneaux doit être la plus régulière possible. Les constructions réalisées avec ces panneaux doivent comporter des chaînages dans toutes les directions (hauteur, largeur, longueur). Les armatures de chaînages sont à disposer dans les panneaux ou dans le béton de clavetage des joints.



**GUIDE DE DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR  
LE BATI NEUF SITUE EN ZONE D'ALEA DE TYPE  
FONTIS DE NIVEAU FAIBLE**

**Document établi par :**

**CSTB**

84, avenue Jean Jaurès – Champs-sur-Marne

F-77447 Marne-la-Vallée Cedex 2

*M. CHENAF*

*H.H. NGUYEN*

*J.V. HECK*



---

## SOMMAIRE

---

<b>SYNTHESE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LE BÂTI NEUF SITUÉ EN ZONE D'ALÉA DE TYPE FONTIS DE NIVEAU FAIBLE</b> .....	5
<b>1 - OBJET DE L'ETUDE</b> .....	37
1.1 - CONTEXTE ET OBJECTIFS .....	37
1.2 - CONTENU DE L'ETUDE .....	37
<b>2 - ELEMENTS SUR LA SECURITE DU BATI - APPROCHE CODIFIEE</b> .....	37
2.1 - STRUCTURES SIMPLES ET STRUCTURES COMPLEXES .....	38
2.2 - CRITERES DE REGULARITE DES STRUCTURES.....	40
2.2.1 - Configuration en plan.....	40
2.2.2 - Configuration en élévation.....	41
2.3 - STRATEGIES EVENTUELLES A PRENDRE POUR ATTENUER LE RISQUE .....	42
<b>3 - DEMARCHE GENERALE D'ANALYSE ET DE DIMENSIONNEMENT</b> .....	43
3.1 - ÉVALUATION DE L'ALEA PAR RECONNAISSANCE DU SOL ET DU SOUS-SOL .....	43
3.2 - PRINCIPES GENERAUX DE CONCEPTION POUR LES OUVRAGES COMPLEXES .....	44
3.2.1 - Prise en compte de l'action fontis dans la conception des ouvrages.....	44
3.2.2 - Fondations.....	44
3.2.3 - Murs .....	47
3.2.4 - Planchers.....	50
3.2.5 - Éléments non structuraux .....	51
<b>4 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LES MAISONS REGULIERES</b> .....	51
4.1 - IMPLANTATIONS ET VOISINAGE .....	51
4.2 - MATERIAUX .....	52
4.2.1 - Béton.....	53
4.2.2 - Aciers pour charpente métallique .....	53
4.2.3 - Éléments de maçonnerie .....	53
4.2.4 - Mortier de jointoiment.....	54
4.3 - FORME ET DIMENSIONS.....	55
4.3.1 - En plan.....	55
4.3.2 - En élévation .....	55
4.3.3 - Limite du nombre d'étages .....	55
4.4 - MURS PORTEURS EN MAÇONNERIE OU EN BETON, MUNIS DE CHAINAGES .....	55
4.4.1 - Murs en maçonnerie.....	55

4.4.2 - Murs en béton banché.....	59
4.5 - FONDATIONS.....	60
4.5.1 - Semelles filantes.....	60
4.5.2 - Cas de fondations sur pieux reposant sur un substratum résistant.....	61
4.5.3 - Cas de radiers.....	64
4.5.4 - Cas des dallages.....	66
4.5.5 - Murs de soubassement.....	66
4.5.6 - Plancher bas ou sur vide sanitaire, en béton.....	67
4.6 - ÉLEMENTS SECONDAIRES ET ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	68
4.6.1 - Encadrement de baies.....	68
4.6.2 - Escaliers.....	69
4.6.3 - Conduits de fumée.....	70
4.6.4 - Cloisons de distribution.....	70
4.7 - LIMITES D'APPLICATION DE L'ETUDE.....	71
<b>5 - BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>72</b>

**SYNTHESE DES DISPOSITIONS  
CONSTRUCTIVES POUR LE BÂTI NEUF  
SITUÉ EN ZONE D'ALÉA DE TYPE  
FONTIS DE NIVEAU FAIBLE**

**Tableaux récapitulatifs des dispositions  
constructives figurant dans le guide**



## Organisation générale des constructions

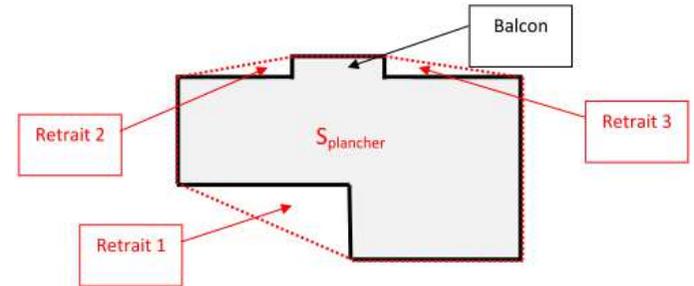
ÉLÉMENTS		DISPOSITIONS POUVANT ETRE PRESCRITES	ILLUSTRATIONS et/ou DISPOSITIONS POUVANT ETRE RECOMMANDEES
<b>Critères de régularité</b>	<b>Configuration en plan</b>	<p>La structure du bâtiment doit être disposée en plan de manière approximativement symétrique par rapport à deux directions perpendiculaires du bâtiment.</p> <p>La distance de deux murs les plus éloignés selon une direction ne doit pas être inférieure aux <math>\frac{3}{4}</math> de la dimension du bâtiment dans cette direction.</p>	
	<i>Compacité</i>	$0,5 \leq \frac{A}{B} \leq 2$	

Retraits

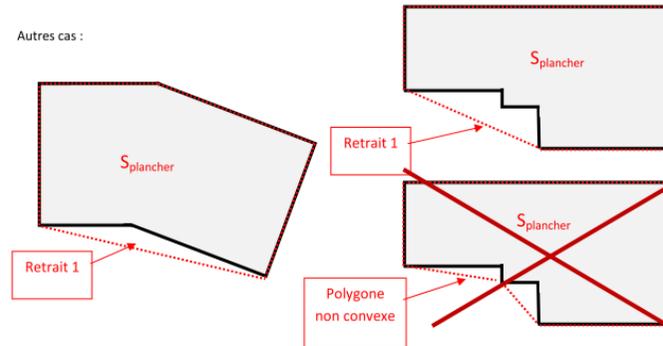
Les retraits par rapport au polygone convexe circonscrit au plancher ou à la charpente faisant office de diaphragme doivent respecter les conditions suivantes (pour chaque niveau) :

- Le nombre maximal de retraits est de 3,
- Aucun des retraits ne peut excéder 10% de la surface du plancher,
- La somme de tous les retraits ne doit pas excéder 30% de la surface du plancher.

A noter que les balcons et loggias doivent être inclus dans le contour du plancher et que la vérification doit être effectuée au niveau de chaque diaphragme.

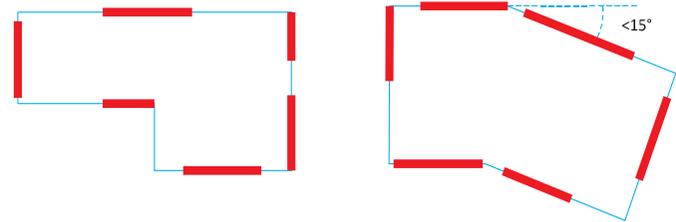


Autres cas :



Il doit y avoir au minimum deux murs parallèles dans chaque direction principale du bâtiment. La distance maximale entre deux murs principaux successifs dans une direction ne doit pas dépasser 5 mètres.

A noter que deux murs peuvent être considérés comme parallèles, si l'angle entre leurs plans ne dépasse pas  $15^\circ$ .



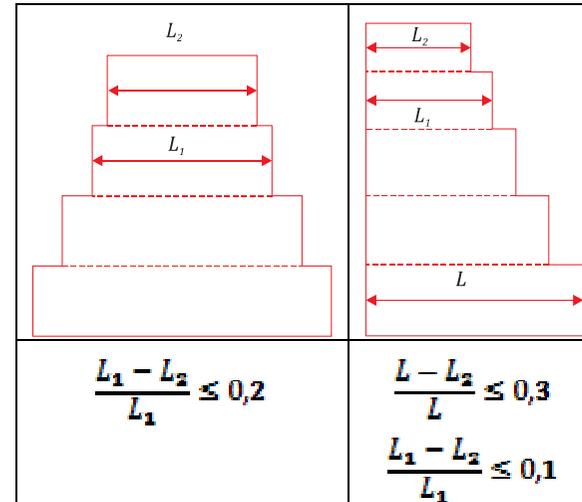
Configuration en élévation

*Continuité  
Retraits*

Tous les porteurs verticaux doivent être continus de la fondation jusqu'à la toiture.

Lorsque l'ouvrage présente de retraits :

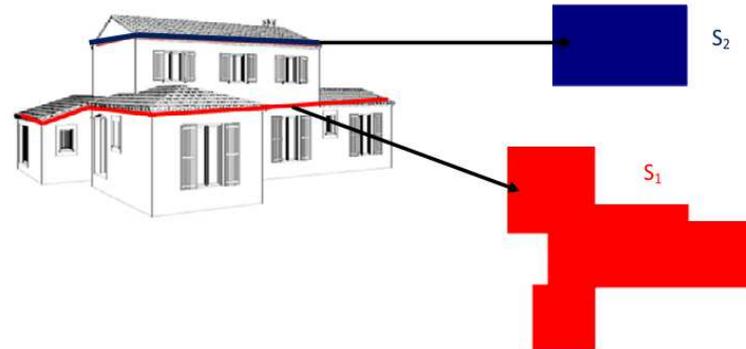
- dans le cas de retraits successifs maintenant une symétrie axiale, le retrait à un niveau quelconque ne doit pas être supérieur à 20 % de la dimension en plan du niveau inférieur dans la direction du retrait.
- dans le cas de retraits non symétriques, de chaque côté, la somme des retraits de tous les niveaux ne doit pas être supérieure à 30 % de la dimension en plan au premier niveau au dessus des fondations ou au dessus du sommet d'un soubassement rigide et chaque retrait ne doit pas excéder 10 % de la dimension en plan du niveau inférieur.



*Surfaces*

L'écart entre les surfaces des divers planchers du bâtiment ne doit pas excéder 20 %.

Les planchers hauts de sous-sol est considéré comme un niveau, mais le plancher sur vide sanitaire ainsi que les dallages ne sont pas pris en compte dans cette vérification.



## Démarche générale de conception (à l'attention des bureaux d'études)

ÉLÉMENTS		DISPOSITIONS POUVANT ETRE PRESCRITES	ILLUSTRATIONS et/ou DISPOSITIONS POUVANT ETRE RECOMMANDEES
<b>Principe de conception</b>	Combinaison	<p><i>Eurocodes :</i></p> $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P \oplus (\psi_1 \text{ ou } \psi_2) Q \oplus A$ <p>Où :</p> <p><math>G_{k,j}</math> est l'action permanente appliquée (poids propre et équipements fixes)</p> <p>P est l'action variable principale (exploitation, climatique, etc.)</p> <p>Q est l'action variable d'accompagnement</p> <p><b><math>\psi_1</math> et <math>\psi_2</math></b> sont des coefficients réducteurs destinés à tenir compte de la faible probabilité qu'ont plusieurs actions variables d'atteindre simultanément leur valeur maximale.</p> <p>A est l'action (accidentelle) de l'aléa fontis.</p>	
	Coefficients de sécurité		<p>- dans la zone de fontis : <math>\gamma_G = 1.35</math> et <math>\gamma_Q = 1.5</math></p> <p>- hors zone de fontis : <math>\gamma_G = 1</math> et <math>\gamma_Q = 0</math></p>

# Fondations

## Principes

*Codes de calcul*

Eurocode 7 et les autres eurocodes concernés.

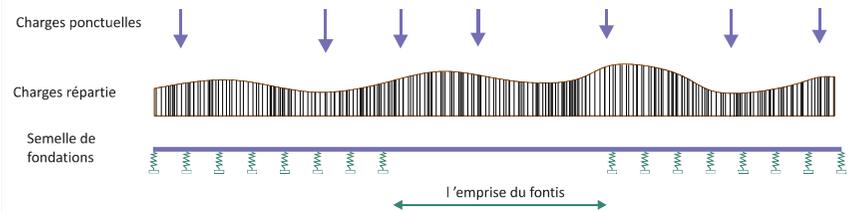
Le ferrailage est calculé à partir des moments fléchissant et des efforts tranchant selon l'Eurocode 2.

La section d'acier dans la semelle équilibre la traction éventuelle.

En général, il faut tenir compte des caractéristiques mécaniques modifiées du sol

Il convient de faire varier la position d'un fontis à diamètre défini, pour identifier la position plus défavorable,

la semelle est considérée comme une poutre posée sur une base élastique continue. Dans la zone de fontis, la réaction est nulle.

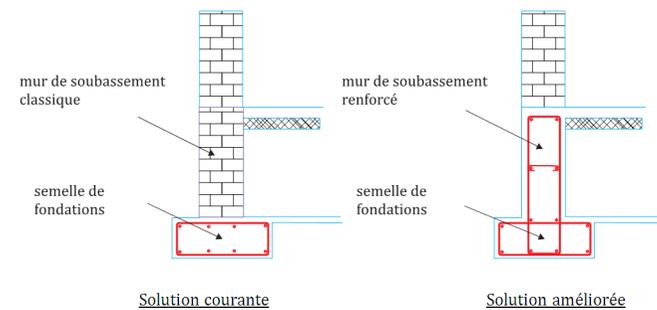


**Schéma de la semelle reposant sur un sol élastique, avec perte d'appuis au droit du fontis**

## Solutions

*Amélioration de la résistance en flexion de la semelle des fondations*

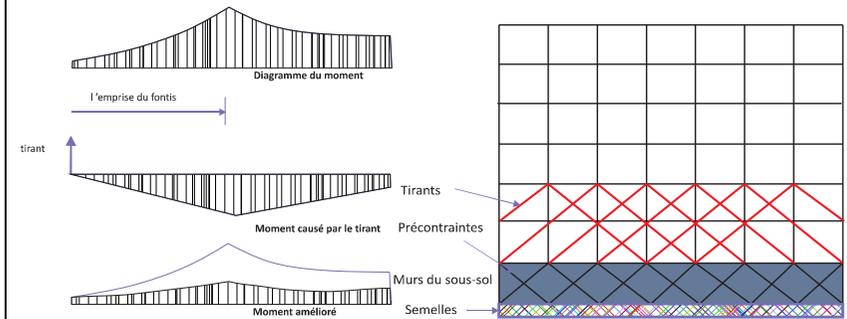
Former le mur de soubassement + semelle → section en T inversé



*Disposition des tirants*

Disposition des tirants verticaux pour diminuer le moment max dans la fondation.

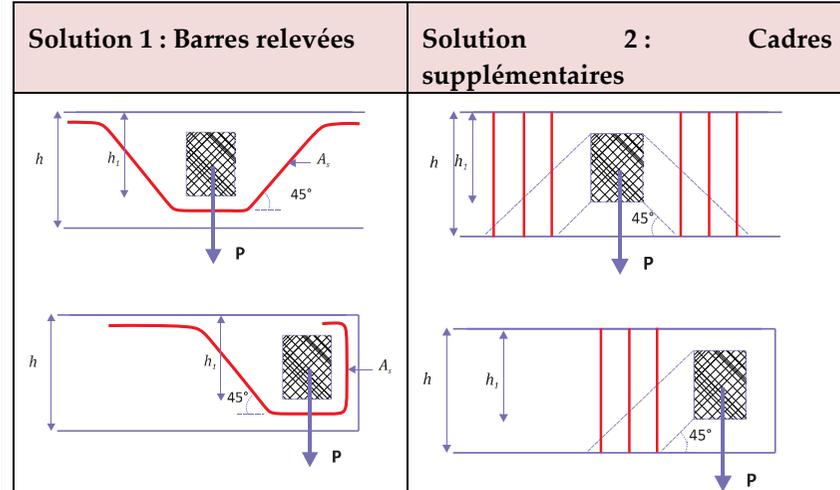
Tirants passifs combinés avec tirants précontraints.



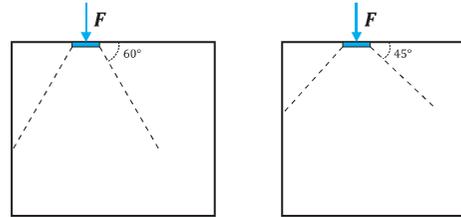
*Points particuliers*

Vérification de la résistance en tenant compte des efforts supplémentaires lors du fontis.

A l'intersection des structures horizontales :



Les murs sont calculés selon les Eurocodes (EC2 pour le béton, EC6 pour la maçonnerie):

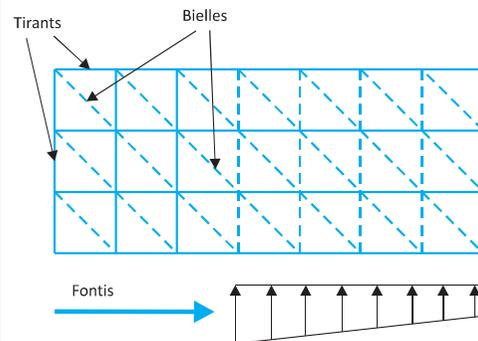


Murs en maçonnerie

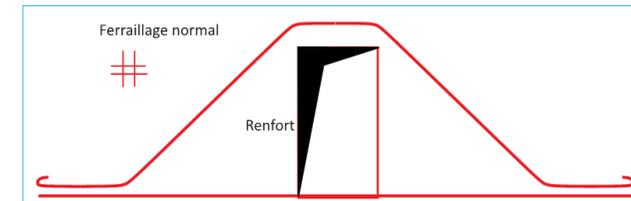
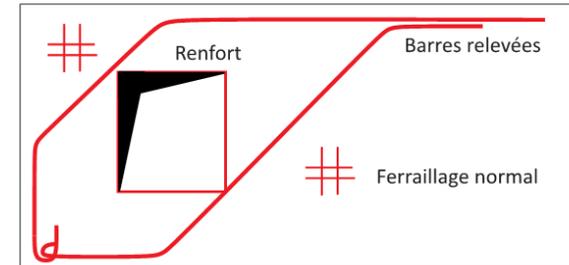
Murs en béton

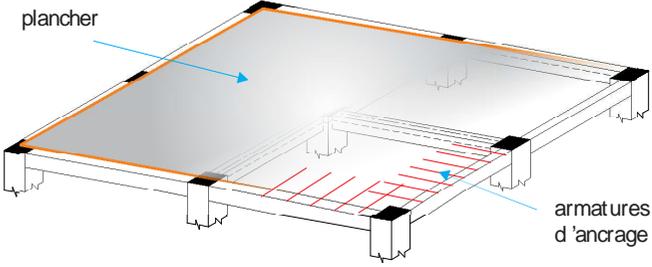
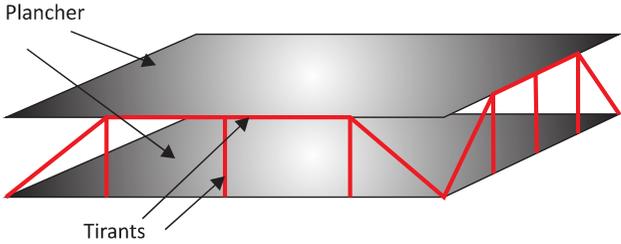
#### Dimensionnement par le modèle des bielles-tirants :

- Si le mur est armé, les tirants sont orientés selon les directions du ferrailage et la force dans les tirants sert à calculer la section d'acier nécessaire.
- Si le mur est chaîné, la force dans les tirants représente la traction dans les chaînages, donc sert à dimensionner les chaînages.
- Si le mur n'est pas armé ni chaîné, il ne peut transmettre qu'une partie de la charge verticale au sol d'assise selon l'angle de transfert. La fondation doit alors supporter les parties situées à l'aplomb du fentis.

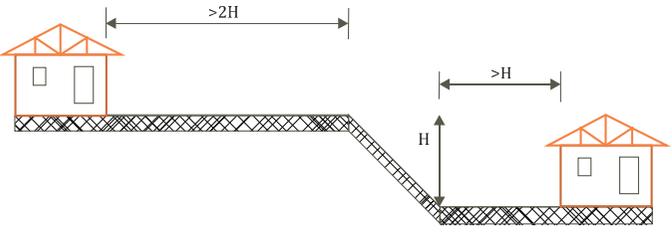
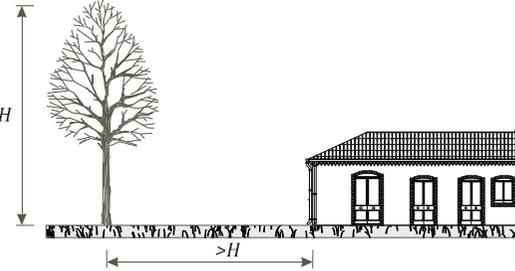


Solutions pour la concentration des contraintes au tour des ouvertures :



<p style="text-align: center;"><b>Plancher</b></p>		<p>Les planchers doivent être ancrés aux structures porteuses.</p>  <p>plancher</p> <p>armatures d'ancrage</p>	<p>Disposition des tirants horizontaux et verticaux pour bien répartir les charges.</p>  <p>Plancher</p> <p>Tirants</p> <p>Les planchers champignons sont à éviter.</p> <p>Les planchers en béton précontraint sont à recommander.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Éléments non structuraux</b></p>		<p>Ne pas affecter le fonctionnement des structures principales.</p>	<p>Concevoir les éléments non structuraux comme mécaniquement indépendants de la structure principale.</p>

## Dispositions constructives

ÉLÉMENTS		DISPOSITIONS POUVANT ETRE PRESCRITES	ILLUSTRATIONS et/ou DISPOSITIONS POUVANT ETRE RECOMMANDEES
Implantations et voisinage			<p data-bbox="1198 483 1491 512">Distance à partir d'un talus</p>  <p data-bbox="1198 783 2134 906">Les constructions accolées sont possibles si elles sont liées structurellement entre elles. Dans le cas contraire, une distance minimale égale à la hauteur de la plus grande est à ménager entre les constructions.</p> <p data-bbox="1198 938 2134 1061">La proximité d'un élément élancé (arbre, mat, lampadaire, etc.) n'est pas recommandée. La distance minimale pour la sécurité du bâtiment est égale à la hauteur de cet élément (fig. 4.2).</p> 

<b>Matériaux</b>	<b>Béton</b>	<i>Sable</i>	Le sable de rivière doit être lavé.	Le sable de mer, s'il est utilisé, nécessite un lavage à l'eau douce afin d'éviter la corrosion prématurée des armatures mises en place dans le béton.  Le sable de pouzzolane, compte tenu de sa forte porosité, nécessite un mouillage préalable à son utilisation.
		<i>Gravillons</i>		Pour le béton de structure, les gravillons utilisés sont de granulométrie 5/15.
		<i>Béton prêt à l'emploi</i>	En cas de béton prêt à l'emploi, la résistance caractéristique minimale du béton à la compression à 28 Jours doit être de 25 MPa.  Pour les ouvrages de faibles épaisseurs, la consistance demandée doit être « très plastique » (au sens de la Norme NF P 18-305) afin d'obtenir une mise en place du béton optimale. Dans ce cas d'utilisation, l'ajout d'eau sur chantier est à proscrire.	Classe BCN B 25 recommandée
		<i>Béton frais sur chantier</i>	Le dosage minimal en ciment doit être de 350 kg/m <sup>3</sup> .	
		<i>Armatures</i>	Les aciers utilisés pour constituer les armatures de béton doivent être à haute adhérence, de nuance Fe E 500 (limite élastique à 500 MPa) et disposer d'un allongement garanti sous charge maximale d'au moins 5% (classe B de ductilité).	
	<b>Acier</b>	<i>Charpente métallique</i>	Les aciers utilisés pour la construction métallique doivent disposer d'une nuance minimale de Fe E 235 (limite élastique à 235 MPa).	

	<b>Mortier</b>	<i>Jointoiement</i>	<p>Les grains de sable, constitutifs du mortier, ne doivent pas excéder 5 mm.</p> <p>L'épaisseur des joints ne doit pas être inférieure à 15 mm.</p>	<p>Le mortier utilisé pour le jointoiement doit être aussi plastique et souple que possible.</p> <p>Le liant du mortier doit être chargé en chaux afin de conférer une souplesse aux pans de maçonnerie.</p> <p>Il est recommandé de remplir les joints verticaux</p>
--	----------------	---------------------	--	---

## Blocs

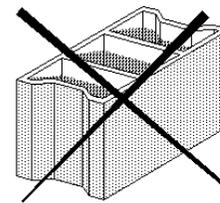
Les blocs pleins ou assimilés doivent avoir une épaisseur minimale de 15 cm.

Les éléments présentant des fissures ou des épaufrures significatives (pouvant nuire à la résistance) sont systématiquement à retirer des lots en phase de construction.

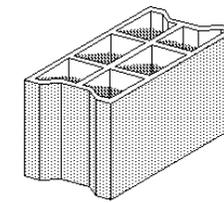
Les blocs perforés sont assimilés à des blocs pleins aux deux conditions suivantes :

- disposer de perforations verticales perpendiculairement au plan de pose ;
- avoir une résistance supérieure à 12 MPa.

Les blocs creux doivent comporter une cloison intermédiaire orientée parallèlement au plan du panneau et disposer d'une épaisseur minimale de 20 cm.



NON (Absence de paroi intermédiaire)



OUI (Existence d'une paroi intermédiaire continue)

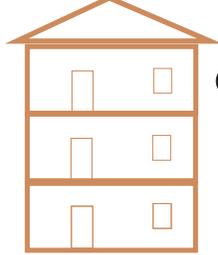
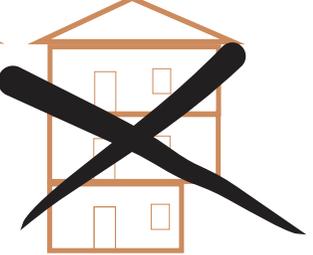
Exemples de blocs creux en béton

Les éléments de béton doivent répondre aux résistances minimales suivantes :

- 6 MPa pour les blocs creux de 20 cm d'épaisseur (B60 ou B80)
- 12 MPa pour les blocs pleins ou perforés de 15 cm d'épaisseur (B120 ou B160)

Les éléments de briques de terre cuite doivent répondre aux résistances minimales suivantes :

- 6 MPa pour les briques creuses de terre cuite de 20 cm d'épaisseur (BCTC 20 – 60 et BCTC 20 -80)
- 6 MPa pour les briques pleines en blocs perforés de terre cuite de 20 cm d'épaisseur minimale (BPTC 20 – 60, par exemple)
- 12 MPa pour les blocs perforés de terre cuite de 15 cm d'épaisseur (BPTC 15 – 120 et BPTC 15 – 150)

<b>Forme et dimensions</b>	En plan			<p>Le plan de l'ouvrage doit le plus régulier possible. Le rapport des dimensions selon deux directions ne doit pas dépasser 2. Les formes en L, T, X, U, sont à éviter.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>recommandé</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>non recommandé</p> </div> </div>
	En élévation			<p>Les porteurs verticaux doivent être continus sur toute la hauteur de la construction.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>recommandé</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>non recommandé</p> </div> </div>

<b>Murs porteurs</b>	Murs en maçonnerie	<i>Généralités</i>	<p>L'épaisseur <math>t</math> du mur doit être au moins égale à 150 mm.</p> <p>Lorsque le mur est maintenu au sommet, la hauteur est limitée à <math>30 t</math>.</p>	<p>Les murs de contreventement ne doivent pas comporter d'ouverture. Il est cependant admis des petites ouvertures d'au plus <math>0.04 \text{ m}^2</math>. La distance minimale entre une ouverture et le bord le plus proche est égale à 1 mètre.</p>
----------------------	--------------------	--------------------	---	---

		<p><i>Porteurs verticaux</i> <i>Pourcentage total minimal</i></p> <p>Le pourcentage total minimal des porteurs verticaux est déterminé en divisant la section (horizontale) associée aux porteurs verticaux à la surface totale d'un étage.</p> <p>La section associée aux porteurs verticaux est prise comme le produit de la longueur totale des porteurs verticaux et de l'épaisseur des murs.</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Niveaux</th> <th colspan="3">Toiture lourde</th> <th colspan="3">Toiture légère</th> </tr> <tr> <th>Diamètre [m]</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>2.2%</td> <td>5.7%</td> <td>9.1%</td> <td>0.8%</td> <td>4.3%</td> <td>7.8%</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>3.6%</td> <td>9.4%</td> <td></td> <td>1.4%</td> <td>7.2%</td> <td></td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>4.4%</td> <td>11.3%</td> <td></td> <td>1.7%</td> <td>8.6%</td> <td></td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>5.1%</td> <td></td> <td></td> <td>1.9%</td> <td>10.1%</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Niveaux	Toiture lourde			Toiture légère			Diamètre [m]	1	2	3	1	2	3	2	2.2%	5.7%	9.1%	0.8%	4.3%	7.8%	3	3.6%	9.4%		1.4%	7.2%		4	4.4%	11.3%		1.7%	8.6%		5	5.1%			1.9%	10.1%	
Niveaux	Toiture lourde			Toiture légère																																									
Diamètre [m]	1	2	3	1	2	3																																							
2	2.2%	5.7%	9.1%	0.8%	4.3%	7.8%																																							
3	3.6%	9.4%		1.4%	7.2%																																								
4	4.4%	11.3%		1.7%	8.6%																																								
5	5.1%			1.9%	10.1%																																								
		<p><i>Chaînages</i> <i>Dispositions générales</i></p> <p>Les chaînages horizontaux et verticaux doivent être liés entre eux et ancrés aux éléments du système structural principal.</p> <p>Afin d'obtenir une adhérence effective entre les chaînages et la maçonnerie, le béton des chaînages doit être coulé après exécution de la maçonnerie.</p> <p>Les dimensions de la section transversale des chaînages horizontaux et verticaux ne doivent pas être inférieures à 150 mm.</p> <p>Les recouvrements doivent être au minimum de 50 fois le diamètre des armatures.</p>																																											

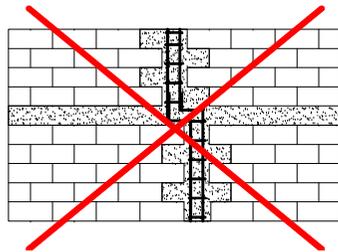
*Chaînages  
verticaux*

**Dispositions :**

- aux bords libres de chaque élément de mur de la structure ;
- à l'intérieur des murs dont la longueur dépasse 1,5 mètre ;
- à chaque intersection des murs.

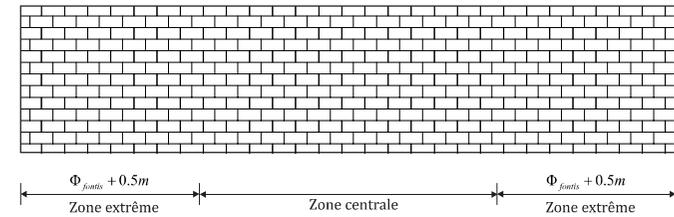
**Prescriptions :**

- lorsque les chaînages règnent sur plusieurs niveaux de la construction, ils sont obligatoirement rectilignes ;
- la section des chaînages est maintenue constante sur toute la hauteur de la construction ;
- les armatures longitudinales sont rectilignes et rendues continues par recouvrement ;
- en partie inférieure, les chaînages sont ancrés dans les fondations ;
- le décalage des joints verticaux (harpage) est conservé le long des bords verticaux du chaînage.



**Alignement des chaînages verticaux**

Pour les murs longs dont la longueur dépasse deux fois du diamètre du fontis, majorée par 1,5 mètre, on distingue trois zones dans le mur : deux zones extrêmes et une zone centrale. Dans les zones extrêmes, la distance minimale entre les chaînages est égale à 1,5 mètre. Dans la zone centrale, la distance minimale entre chaînages est égale à 3 mètres.



**Définition des zones dans un mur long en maçonnerie**

Pour les murs plus courts, la distance minimale entre les chaînages verticaux est 1,5 mètre.

		<p style="text-align: center;"><i>Chaînages horizontaux</i></p> <p>Les chaînages horizontaux doivent être placés</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- dans le plan du mur,</li> <li>- au niveau de chaque plancher,</li> <li>- au niveau du couronnement des combles,</li> <li>- au niveau des fondations, et</li> <li>- au niveau de l'appui d'une charpente en tête de mur, lorsqu'il n'y a pas de plancher à ce niveau.</li> </ul> <p>Dans tous les cas, l'espacement vertical des chaînages horizontaux ne doit être supérieur à 4 mètres.</p>	
		<p style="text-align: center;"><i>Liaisons des chaînages</i></p> <p>La continuité et le recouvrement des divers chaînages concourant en un même nœud doivent être assurés dans les trois directions.</p> <p>Les recouvrements doivent être au minimum de 50 fois le diamètre des armatures.</p> <p>Les dispositions adoptées ne doivent donner lieu à aucune poussée au vide.</p>	<p style="text-align: center;">Exemple de liaisons des chaînages verticaux</p> <p style="text-align: center;">Exemple de liaisons entre chaînages horizontaux et chaînages verticaux</p>

		<i>Armatures minimales</i>	<p>Le pourcentage d'armatures longitudinales dans la section du chaînage ne doit pas être inférieur à 1% de la section de béton du chaînage.</p> <p>Les cadres doivent être en HA 5 au minimum et espacés de 400 mm au maximum, autour des armatures longitudinales.</p>	
--	--	----------------------------	--	--

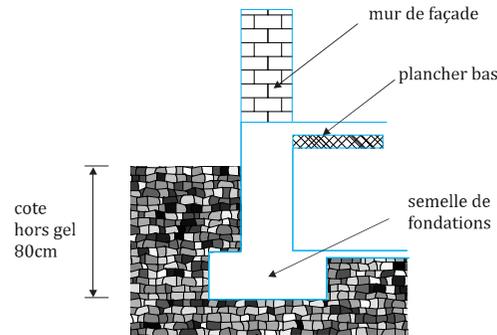
<b>Murs en béton banché</b>	<i>Armatures minimales hors fontis</i>	<i>AN de la norme NF EN1992-1-1.</i>	<b>Murs de façades et/ou pignons donc extérieurs</b> (donc à l'exclusion de ceux protégés par un bardage)		<b>Murs intérieurs et autres murs</b>
		<b>Cas des murs de 25 cm d'épaisseur au plus.</b>	<i>Section d'acier en cm<sup>2</sup></i> <i>(f<sub>yk</sub>=500 MPa)</i>	<i>Espacement max</i>	<i>Section d'acier en cm<sup>2</sup></i> <i>(f<sub>yk</sub>=500 MPa)</i>
		<i>Armatures de surface sur la face externe</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Horizontales : 0,96 / ml</li> <li>• Verticales : 0,48 / ml</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 33 cm</li> <li>• 50 cm</li> </ul>	
		<i>Chainages horizontaux au niveau des planchers</i>	Plancher terrasse : 1,2 + 1,88 = 3,08  Plancher courant : 1,20		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Plancher terrasse : 1,20</li> <li>• Plancher courant : 1,20</li> </ul>
		<i>Chainages verticaux d'extrémité libre</i>	Dernier étage : 1,20		Dernier étage : 1,20
		<i>Chainages verticaux bordant les ouvertures</i>	0,68		0,68 sur au moins 40 cm
		<i>Chainages horizontaux bordant les ouvertures</i>	0,80		0,80
		<i>Armatures transversales</i>	Voir § 9.6.4 de l'EC2-1-1		Voir § 9.6.4 de l'EC2-1-1

		<i>Dispositions des chaînages</i>	<p>La distance minimale entre les chaînages verticaux est 3 mètres.</p> <p>Les dispositions des chaînages horizontaux pour les murs en béton banché sont les mêmes que celles des murs en maçonnerie.</p>	
		<i>Armatures minimales</i>		Voir l'annexe du rapport

## Fondations

### Semelles filantes

Les semelles filantes ne doivent pas, dans la mesure du possible, descendre plus bas que la cote hors gel (80 cm par rapport au niveau du terrain naturel).



Les fondations doivent être dimensionnées au plus juste vis-à-vis de la contrainte de calcul du sol et doivent pouvoir reprendre la partie de charge engendrée par la perte d'appuis.

Tous les porteurs verticaux doivent reposer sur des semelles de fondations.

Dans la mesure du possible, les charges seront réparties au mieux sur l'ensemble des fondations et la contrainte du sol sera la plus homogène possible.

Les fondations doivent être filantes et constituer un système homogène. Dans le cas de fondations isolées, elles doivent être reliées aux autres fondations par des pontages permettant de redistribuer les charges au sol.

Les semelles des fondations doivent avoir une longueur minimale de deux fois le diamètre du fût majorée d'un mètre.

$$L_{\text{semelle}} \geq 2\Phi_{\text{fût}} + 1\text{m}$$

Les armatures minimales des fondations sont présentées à l'annexe 4 du rapport. Dans cette annexe, on distingue les semelles sous les murs longs, où l'on peut faire fonctionner le schéma de voûte dans le calcul des murs, et les murs courts, où toutes les charges supérieures sont transmises directement à la fondation. Il y a également les options des murs de soubassement, qui permettent aux semelles de fonctionner comme une section en T renversée (économie d'armatures).

Dans le cas des poteaux, les armatures de la semelle peuvent être prises comme dans le cas d'un mur court (car toute la charge appliquée sur ce poteau va être transmise à la fondation).

Résistance  
d'un pieu

D'après le fascicule 62, à l'état limite ultime, la **charge admissible**  $Q_{ad}$  d'un pieu en situation accidentelle a pour valeur  $Q_u/1,2$  (avec  $Q_u$  est la charge ultime/résistance du pieu).

$q_{pu}$  contrainte limite de pointe, déterminée par la procédure détaillée dans le fascicule 62.

$q_{si}$  frottement latéral limite donné par le fascicule 62.

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Charge de limite de pointe :  $Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$

Charge de limite de frottement

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \left( \sum_{\text{frottement positif}} q_{si} l_i - \sum_{\text{frottement négatif}} f_n l_i \right), \quad l_i$$

correspond au  $i^{\circ}$  tronçon du pieu pour le calcul des frottements,  $f_n = \sigma_v K \tan \delta$  et  $\sigma_v$  est la contrainte verticale dans le sol,  $K \tan \delta$  est en fonction de la nature du terrain et type du pieu.

$A, P$  sont respectivement la section de pointe et le périmètre du pieu.

$\rho_s, \rho_p$  : coefficients réducteurs de section de l'effort de frottement latéral et de pointe, présentés dans le tableau 4.2 suivant.

## Coefficients réducteurs

Type des pieux	Argiles		Sables	
	$\rho_p$	$\rho_s$	$\rho_p$	$\rho_s$
Section pleine Tubulaire fermée	1,0	1,0	1,0	1,0
Tubulaire ouverte Palpieux	0,5	1,0	0,5	1,0
Pieux H	0,5	1,0	0,75	1,0
Palplanches	0,5	1,0	0,3	0,5

Conception

$$d[m] = \frac{Q_{ad}}{P_{u,fond}}$$

Distance max entre pieux :

Charge linéaire de calcul  $P_{u,fond}$  au niveau des fondations (kN/m)

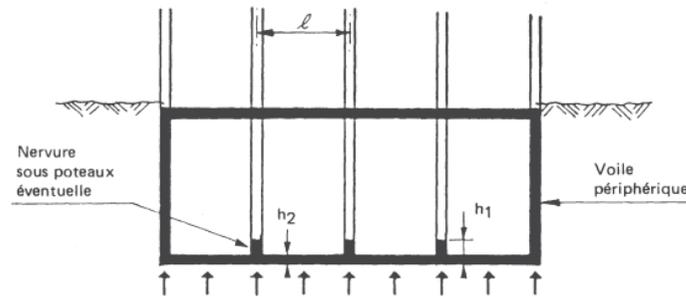
Nombre de niveaux	Toiture lourde	Toiture légère
1	42.31	33.98
2	63.87	55.54
3	85.43	77.11

Radier

Dimensions minimales :

$h_1 \geq \frac{l'}{10}$  avec  $l'$  distance entre axes des poteaux/murs perpendiculaires aux nervures

$h_2 \geq \frac{l}{20}$  avec  $l$  distance entre axes des poteaux/murs parallèles aux nervures



Radier d'épaisseur de 40 cm :

En travée, les armatures inférieures :

$A_s > 3.45\text{cm}^2$  pour le fontis de diamètre  $\leq 4$  mètres,

$A_s > 4.6\text{cm}^2$  pour le fontis de 5 mètres

Choisir la valeur max correspondante de la section d'armatures [cm<sup>2</sup>]

Nombre de niveaux	Travée	Sous murs	Arm. Sup. (cm <sup>2</sup> ) en fonction du diamètre du fontis			
			2 m	3 m	4 m	5 m
N	Arm. Sup	Arm. Inf.				
1	5.66	7.01	7.27	11.56	16.39	21.85
2	7.62	9.45	10.9	17.39	24.77	33.37
3	9.62	11.96	14.7	23.66	34.24	47.47

	<p><b>Dallage</b></p>		<p>Il est recommandé de concevoir le dallage comme un plancher armé.</p> <p>L'épaisseur minimale est prise égale 15 cm.</p> <p>La distance entre joints doit être supérieure ou égale à deux fois le diamètre du fontis.</p> <p>Les prescriptions précisées au paragraphe 4.5.6 doivent être respectées (plancher bas ou sur vide sanitaire).</p>
	<p><b>Murs de soubassement</b></p>		<p>Les murs de soubassement doivent être réalisés en béton armé à partir de la fondation jusqu'au premier niveau des chaînages horizontaux.</p> <p>Les armatures sont présentées dans l'annexe du rapport.</p>

*Liaisons*

La liaison aux éléments de structures est assurée par les armatures existantes ou ajoutées, continues ou en recouvrement, disposée dans ou entre les composants (joints) ou/et dans la table de compression éventuelle.

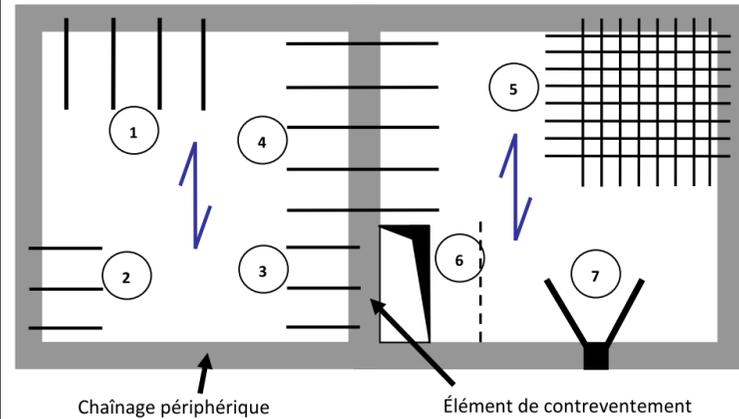
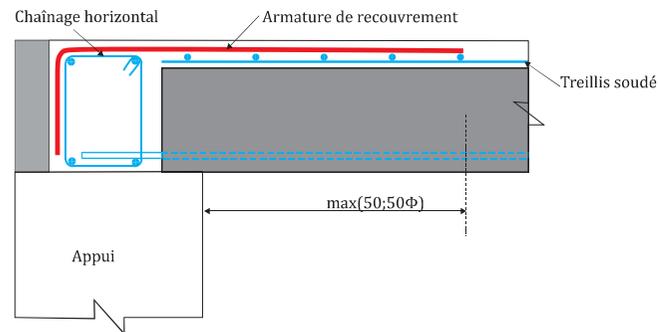
Le plancher doit comporter dans la zone courante une section d'acier minimale de  $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$  dans chacune des deux directions (section définie sur la base d'un acier B 500A au minimum). L'espacement entre armatures ne doit pas excéder :

- 25 cm dans le cas des planchers à poutrelles et entrevous non résistants,
- 33 cm dans tous les autres cas.

Dans les deux directions du plancher, toutes les armatures doivent être prolongées pour être ancrées dans les chaînages.

Recouvrements/ancrages :

- soit  $50\phi$
- soit au moins 3 soudures/mètre (treillis soudé)



1. liaisons dans le sens porteur du plancher (armatures des éléments ou ajoutées)
2. liaisons en rive de plancher sur le chaînage
3. liaisons en rive de plancher sur un élément de contreventement
4. liaisons en rive de plancher sur un élément de contreventement. Ce type de liaison peut également être assuré par le treillis soudé de la table de compression
5. treillis soudé de la table de compression éventuelle
6. armatures de couture éventuelles (étriers dans les joints, grecques ou treillis raidisseurs aux extrémités)
7. armatures de maintien des poteaux de rive

		Plancher à poutrelles	Épaisseur minimale : 4cm	
--	--	-----------------------	--------------------------	--

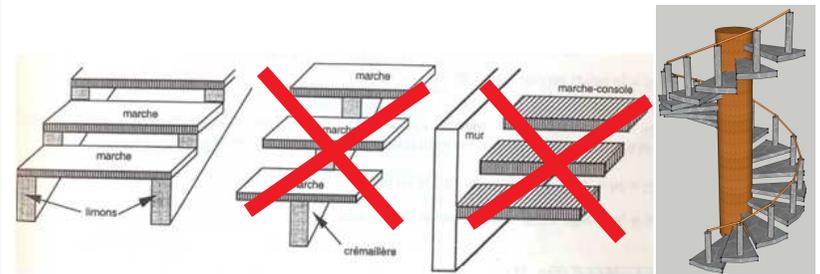
<b>Éléments secondaires/ non structuraux</b>	<b>Encadrement de baies</b>	<i>Ouvertures excédant</i>	Elles doivent être encadrées, sur leur pourtour, par une section d'armatures minimale équivalente à 2HA8.	
		1 m <sup>2</sup>	<p>Armature du linteau</p> <p>4 cm mini</p> <p>A A</p> <p>2 équerres HA8 à chaque angle</p> <p>50 cm mini</p> <p>50 50</p> <p>Possibilité de prolonger les aciers horizontaux dans le mortier de pose</p> <p>2 barres HA8</p> <p>Exemples de coupe A-A</p>	

Escaliers

Les limons ou volées des escaliers doivent être reliés aux planchers ou semelles de fondations.

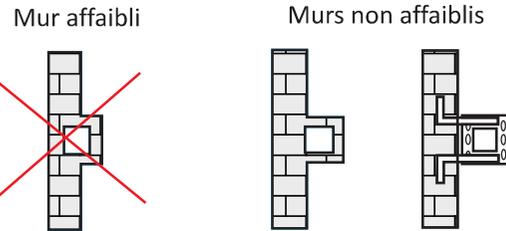
Il faut éviter :

- les escaliers en voûte,
- les escaliers avec crémaillère,
- les escaliers hélicoïdaux
- les escaliers à marches en consoles encastrées dans un mur en maçonnerie,



Conduite de fumée

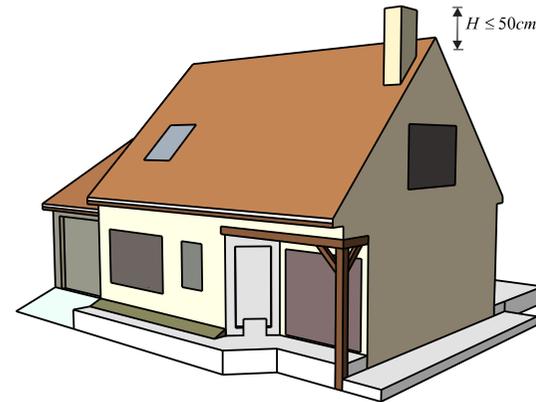
Du fait de l'inclinaison possible du bâtiment lors de la survenance du fontis, et des sollicitations induites sur la souche, les cheminées doivent systématiquement être pourvues de raidisseurs métalliques situés à chaque angle du terminal (les souches peuvent être aussi munies de haubanage).



La mise en place de ceintures en plat en acier est recommandée.

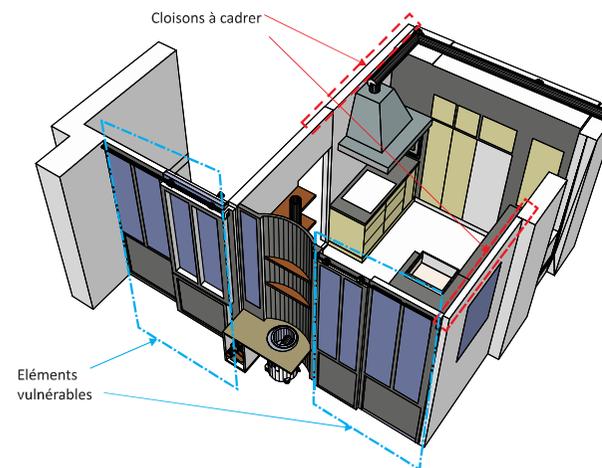
Les conduits de fumée doivent être adossés aux murs intérieurs sans affaiblir la section résistante du mur.

A l'intérieur de la construction, les conduits doivent être liaisonnés à la charpente et à chaque plancher par des attaches métalliques. 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).



## Cloisons

Les cloisons de distribution doivent être fixées aux structures principales (murs, planchers,...) par des attaches et des cadres (potelet par exemple au bord libre). Les portes lourdes ou en matériaux fragiles (par exemple en verre) doivent être attachées aux cadres ou aux chaînages.



**GUIDE DE DISPOSITIONS  
CONSTRUCTIVES POUR LE BÂTI NEUF  
SITUÉ EN ZONE D'ALÉA DE TYPE FONTIS  
DE NIVEAU FAIBLE**



---

## 1 - OBJET DE L'ETUDE

---

### 1.1 - Contexte et objectifs

Les problèmes posés par les risques d'aléa fontis dans les bassins miniers ont conduit à définir des dispositions constructives pour le calcul et le dimensionnement des ouvrages de bâtiments, dispositions pouvant être prescrites ou recommandées dans les Plans de Prévention des Risques Miniers (PPRM). Une étude sur la vulnérabilité des **bâtiments existants** vis-à-vis du fontis a déjà été menée par le CSTB, afin d'estimer les niveaux de risque en fonction des caractéristiques de l'aléa fontis, essentiellement défini par le diamètre du fontis. La présente étude se propose d'étendre les précédentes analyses au comportement des bâtiments neufs en cas de perte d'appuis. Le présent rapport développe les investigations et conclusions pour les constructions neuves dans les communes soumises à des aléas fontis essentiellement où le diamètre reste limité à 3 m (pour la classe d'intensité limitée). Le rapport aborde également le cas de fontis de diamètre supérieur (allant jusqu'à 5m), mais il sera vu que cela est beaucoup plus exigeant en termes de dispositions et de précautions (murs en béton nécessaires, densité élevée des semelles sous murs, vérification détaillée du comportement global et de la stabilité, descente de charge bien définie, ...).

### 1.2 - Contenu de l'étude

Les recommandations auxquelles la présente étude a conduit portent sur des paramètres simples à identifier et ayant un impact significatif sur la sécurité des bâtiments situés en zones de fontis minier. Ces paramètres concernent les règles d'implantation ainsi que les dispositions constructives en matière de bâti (gros œuvre, seconde œuvre). Les corps d'état techniques tels que le chauffage, la VMC et l'électricité ne sont pas visés ici.

Le choix des bâtiments a été effectué selon un certain nombre de critères visant le caractère représentatif de ces bâtiments. Les types de bâtiments retenus sont supposés respecter les règles de construction en vigueur en France : les normes françaises, les DTU (et les Avis Techniques) régissant notamment les modes de mise en œuvre de techniques de construction, et les règles en vigueur de conception et de calculs (Eurocode 2 pour les structures en béton armé, Eurocode 3 pour les structures métalliques et Eurocode 6 pour les structures en maçonnerie). En particulier, les bâtiments courants sont supposés reposer sur des fondations en béton armé et constitués d'une superstructure disposant, à minima, de chaînages horizontaux et verticaux.

Les ouvrages exceptionnels ou particuliers ne font pas partie de la présente étude.

Les niveaux associés à l'aléa fontis sont indexés sur un seul paramètre : le diamètre du fontis (fourni par GEODERIS) et l'action provoquée par cet aléa est considéré comme statique. Il convient de noter que la présente étude a examiné les cas où les diamètres de fontis n'excèdent pas 5 mètres. Au-delà de cette limite, le comportement des ouvrages est très fortement tributaire des dispositions particulières adoptées pour la construction et très sensible aux dimensions des fontis. De ce fait, lorsque les diamètres de fontis susceptibles de se produire dépassent 5 mètres, les dispositions du présent guide ne sont plus applicables et il devient nécessaire de faire procéder, par un bureau d'études spécialisé, à une étude particulière de l'ouvrage concerné vis-à-vis des diamètres de fontis attendus.

---

## 2 - ELEMENTS SUR LA SECURITE DU BATI - APPROCHE CODIFIEE

---

La conception d'un bâtiment en zone d'aléa fontis doit permettre à la structure de ce bâtiment de présenter une robustesse suffisante vis-à-vis des diverses actions susceptibles de solliciter la structure. Selon la situation du projet, différentes approches de conception peuvent être retenues. L'adoption d'une méthode de conception

dépend de la stratégie retenue pour assurer au bâtiment une robustesse suffisante (supporter certaines détériorations sans s'effondrer).

Il convient qu'un bâtiment résiste à une action accidentelle au moins pendant la durée nécessaire à l'évacuation des personnes. Des niveaux plus élevés de sécurité peuvent être requis pour les bâtiments destinés à la manipulation de matières dangereuses, à la fourniture de services indispensables ou bien pour des raisons de sécurité nationale (NF EN 1991-1-7). Notons que ces exigences sont très générales et sont respectées moyennant l'adoption de dispositions constructives et d'un dimensionnement des structures selon des critères particuliers à chaque type de construction.

Pour ce qui concerne le présent guide, les dispositions qui y sont proposées conduisent à un niveau de sécurité comparable à celui présenté par une structure dimensionnée classiquement, en-dehors de tout aléa de type fontis. En clair, le risque supplémentaire présenté par l'aléa fontis est ici pris en charge par les dispositions particulières décrites dans la suite du présent guide et les objectifs en termes de performances structurales sont maintenus à leur niveau habituel. Notons toutefois que ces dispositions ont fait l'objet de choix constructifs, et que d'autres dispositions pourraient être retenues pour autant qu'il soit démontré qu'elles conduisent à un niveau de sécurité au moins égal.

## 2.1 - Structures simples et structures complexes

La conception d'un bâtiment dépend de la situation du projet. La norme NF EN1991-1-7 propose des « classes de conséquences » des bâtis. Ces classes permettent de définir une hiérarchie dans les stratégies à retenir pour les mises en sécurité vis-à-vis des actions de type accidentel.

**Tableau 2.1: Extrait de la norme NF EN1991-1-7 : Actions accidentelles**

Classes de conséquences	Exemple de catégorisation du type et de l'usage d'un bâtiment
1	<p>Les maisons individuelles ne dépassant pas quatre niveaux.</p> <p>Les bâtiments agricoles.</p> <p>Les bâtiments peu fréquentés, à condition qu'aucune partie du bâtiment ne se situe à une distance d'un autre bâtiment, ou d'une zone fréquentée, inférieure à une fois et demie la hauteur du bâtiment.</p>
2a Groupe à risque inférieur	<p>Les maisons individuelles ne dépassant pas cinq niveaux.</p> <p>Les hôtels ne dépassant pas quatre niveaux.</p> <p>Les appartements et autres bâtiments résidentiels ne dépassant pas quatre niveaux.</p> <p>Les immeubles de bureaux ne dépassant pas quatre niveaux.</p> <p>Les bâtiments industriels ne dépassant pas trois niveaux.</p> <p>Les locaux de vente au détail ne dépassant pas trois niveaux de moins de 1000 m<sup>2</sup> de surface de plancher à chaque niveau.</p> <p>Les bâtiments éducatifs à un seul niveau.</p> <p>Tous les bâtiments ne dépassant pas deux niveaux dans lesquels le public est admis et dont la surface de plancher est inférieure ou égale à 2000 m<sup>2</sup> à chaque niveau.</p>
2b	<p>Les hôtels, immeubles et autres bâtiments résidentiels de quatre niveaux au</p>

<p><b>Groupe à risque supérieur</b></p>	<p>minimum et quinze au maximum.</p> <p>Les bâtiments éducatifs entre un et quinze niveaux.</p> <p>Les locaux de vente au détail compris entre trois et quinze niveaux.</p> <p>Les hôpitaux ne dépassant pas trois niveaux.</p> <p>Les immeubles de bureaux compris entre quatre et quinze niveaux.</p> <p>Tous les bâtiments dans lesquels le public est admis et dont la surface de plancher est comprise entre 2 000 et 5 000 m<sup>2</sup> à chaque niveau.</p> <p>Les parkings ne dépassant pas six niveaux.</p>
<p><b>3</b></p>	<p>Tous les bâtiments définis ci-dessus en Classe 2 qui sont en dehors des limites fixées en termes de surface et de nombre de niveaux.</p> <p>Tous les bâtiments ouverts à un large public.</p> <p>Les stades recevant plus de 5 000 spectateurs.</p> <p>Les bâtiments qui abritent des substances ou des procédés dangereux.</p>

Pour les besoins de cette étude, il s'est révélé utile de diviser les structures en deux grandes classes : les structures dites « simples » et les structures dites « complexes ».

Ces notions dépendent non seulement de la constitution de la superstructure, mais également de l'interaction entre celle-ci et les caractéristiques du fontis. A titre d'exemple, une structure peut être composée d'éléments simples (en géométrie et en fonctionnement mécanique : poutres, poteaux, etc.), mais en cas de fontis, le fonctionnement d'ensemble structure-fontis conduit à des modes de sollicitations combinées du fait de la modification des conditions aux limites (perte partielle d'appuis, adaptation, etc.). Des analyses avancées peuvent donner les dispositions particulières et les prescriptions nécessaires dans ce type de cas. Dans cet esprit, les critères permettant de classer une structure en « simple » ou « complexe » sont les suivants :

- **Géométrie de l'ouvrage** : en plan et en élévation. Si le bâtiment est irrégulier soit en plan soit en élévation, la structure est classée en structure complexe et, dans ce cas, des analyses avancées sont nécessaires. Les critères de régularité peuvent être ceux de l'Eurocode 8. Ils sont présentés ci-après dans le paragraphe « Critères de régularité des structures ».
- **Répartition des porteurs verticaux** : vu le caractère local du fontis, une répartition non régulière des porteurs verticaux donne des résultats très différents par rapport aux cas courants (par exemple si la distance entre les murs dépasse 5m, présence excessive des poteaux à un endroit, ...)
- **Matériaux constitutifs des structures porteuses** : Les matériaux courants sont le béton, l'acier, le bois et la maçonnerie. En cas d'utilisation d'autres matériaux (composites, précontrainte, collaboration mixte, etc.), des calculs plus précis sont nécessaires.
- **Dispositions particulières contre l'aléa fontis** : tirants, renforcements, etc. Des solutions particulières conduisent souvent à des analyses complexes (par exemple renforcement par des bandes composites collées, disposition des tirants en profils d'acier, etc.).
- **Combinaison à prendre dans le cas de l'aléa fontis** : en fonction des structures et de la présence des autres actions (vent, séisme, ...), des combinaisons spéciales peuvent conduire à des configurations de charges particulières.

- **Les éléments spécifiques** (comme les éléments supports des machines, des réservoirs de stockage, poutre de grande hauteur, ...) exigent des études particulières.

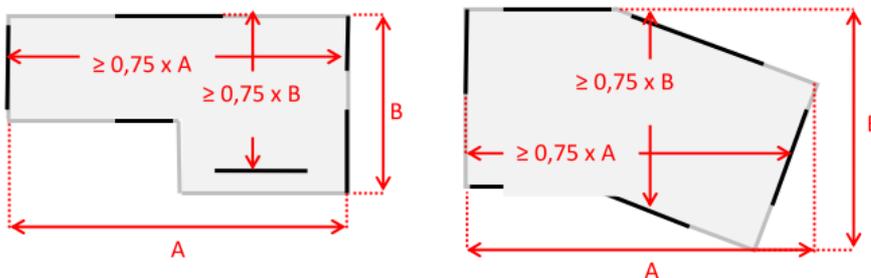
Tous les bâtiments non associés à la classe 1 de conséquences selon le tableau précédent nécessitent des analyses spécifiques pour évaluer le risque encouru en cas d'aléa fontis, même de faible niveau. Dans de tels cas, la consultation d'un bureau d'études est indispensable.

## 2.2 - Critères de régularité des structures

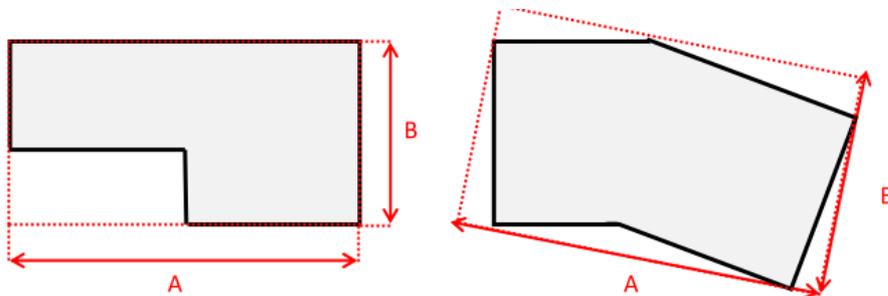
En classe 1 de conséquences, les ouvrages peuvent être « simples » ou « complexes ». Dans ce qui suit sont précisés les critères permettant le classement en « simple ».

### 2.2.1 - Configuration en plan

La structure du bâtiment doit être disposée en plan de manière approximativement symétrique par rapport à deux directions perpendiculaires du bâtiment. La distance de deux murs les plus éloignés selon une direction ne doit pas être inférieure aux  $\frac{3}{4}$  de la dimension du bâtiment dans cette direction.



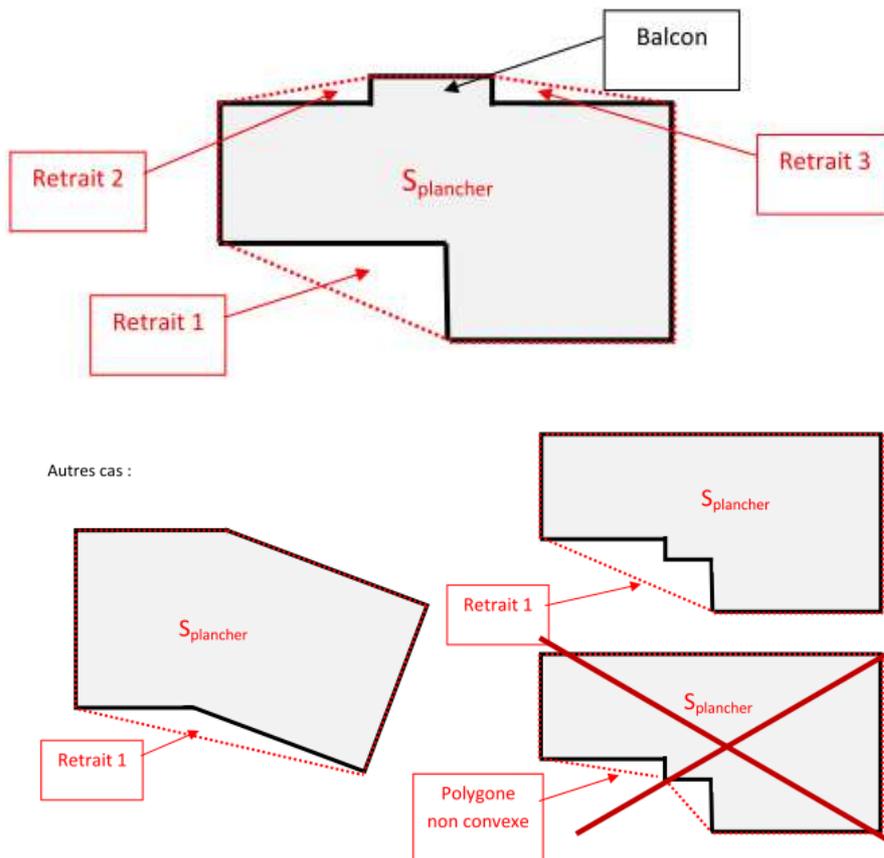
La configuration en plan doit être compacte. La plus grande dimension ne doit pas dépasser deux fois la plus petite dimension ( $0,5 \leq A/B \leq 2$ ).



Les retraits par rapport au polygone convexe circonscrit au plancher ou à la charpente faisant office de diaphragme doivent respecter les conditions suivantes (pour chaque niveau) :

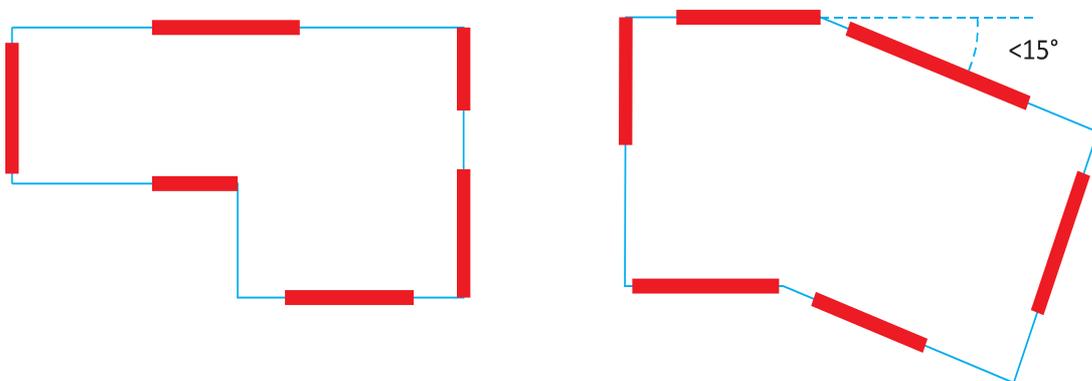
- Le nombre maximal de retraits est de 3,
- Aucun des retraits ne peut excéder 10% de la surface du plancher.

A noter que les balcons et loggias doivent être inclus dans le contour du plancher et que la vérification doit être effectuée au niveau de chaque diaphragme.



Il doit y avoir au minimum deux murs parallèles dans chaque direction principale du bâtiment. La distance maximale entre deux murs principaux successifs dans une direction ne doit pas dépasser 5 m.

A noter que deux murs peuvent être considérés comme parallèles, si l'angle entre leurs plans ne dépasse pas  $15^\circ$ .



**Figure 2.1: Répartition des murs**

### 2.2.2 - Configuration en élévation

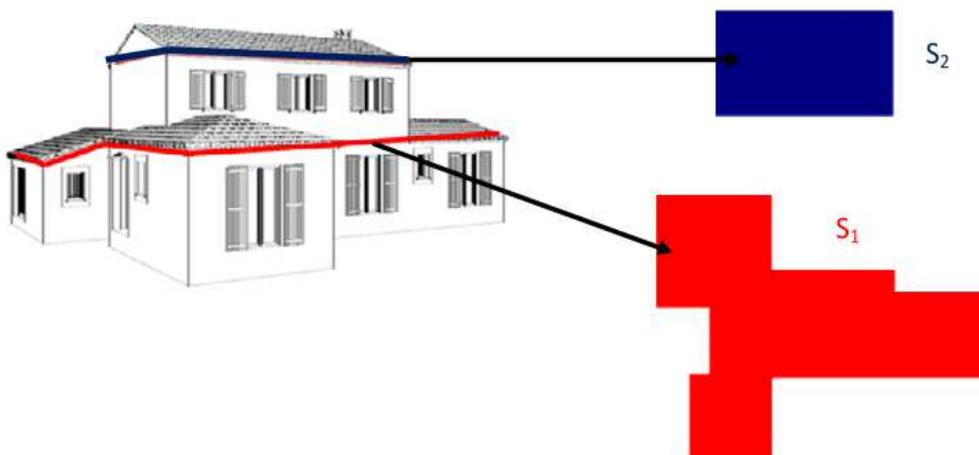
Tous les porteurs verticaux doivent être continus de la fondation jusqu'à la toiture.

Lorsque l'ouvrage présente de retraits :

- dans le cas de retraits successifs maintenant une symétrie axiale, le retrait à un niveau quelconque ne doit pas être supérieur à 20 % de la dimension en plan du niveau inférieur dans la direction du retrait ;
- dans le cas de retraits non symétriques, de chaque côté, la somme des retraits de tous les niveaux ne doit pas être supérieure à 30 % de la dimension en plan au premier niveau au dessus des fondations ou au dessus du sommet d'un soubassement rigide et chaque retrait ne doit pas excéder 10 % de la dimension en plan du niveau inférieur.

<p>Diagram showing a stepped floor plan with two levels. The top level has a width of <math>L_2</math> and the bottom level has a width of <math>L_1</math>. Dashed lines indicate the alignment of the levels.</p>	<p>Diagram showing a stepped floor plan with three levels. The top level has a width of <math>L_2</math>, the middle level has a width of <math>L_1</math>, and the bottom level has a width of <math>L</math>. Dashed lines indicate the alignment of the levels.</p>
$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,2$	$\frac{L - L_2}{L} \leq 0,3$ $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,1$

L'écart entre les surfaces des divers planchers du bâtiment ne doit pas excéder 20 %. Les planchers hauts de sous-sol est considéré comme un niveau, mais le plancher sur vide sanitaire ainsi que les dallages ne sont pas pris en compte dans cette vérification.



### 2.3 - Stratégies éventuelles à prendre pour atténuer le risque

Lorsque le fontis survient, il y a modification des contacts existants entre la construction et le sol. Certaines zones de contacts sont perdues, des redistributions ont lieu. Pour maintenir la construction en équilibre, les charges de la superstructure transmises au premier niveau de l'ouvrage doivent être redistribuées aux parties encore en contact avec le sol. Deux stratégies peuvent être retenues, pour assurer cette redistribution dans de bonnes conditions :

- **soit on rigidifie le premier niveau de l'ouvrage** (fondations, radiers, rez-de-chaussée, murs de soubassement, ...). Dans cette approche, on considère que les superstructures reposent sur une « base » rigide et elles sont dimensionnées de manière normale. La « base » doit être rigide par rapport aux autres niveaux afin d'assurer l'équilibre.
- **soit on suit les recommandations de la norme NF EN1991-1-7 (actions accidentelles)**. L'ouvrage doit comporter des tirants horizontaux et verticaux (éventuellement inclinés), à l'intérieur ainsi qu'en périphérie. Les ancrages doivent être suffisants pour équilibrer les sollicitations dues aux redistributions.

Pour les structures à ossatures, les tirants horizontaux sont disposés à chaque plancher et au niveau de la toiture, dans deux directions orthogonales. Ils peuvent être constitués de barres en acier laminé, d'armatures métalliques dans le béton des dalles de planchers, ou bien des combinaisons de ces deux types.

Pour les structures à murs porteurs, les tirants horizontaux peuvent faire office de chaînages.

Les tirants verticaux doivent lier tous les poteaux, les murs en continu de la fondation jusqu'à la toiture. Pour les structures à ossatures, les poteaux doivent être liés à d'autres structures hors fontis par des tirants ou une chaîne structures-tirants. Pour les structures à murs porteurs, les tirants sont à incorporer en périphérie de ces murs.

---

## 3 - DEMARCHE GENERALE D'ANALYSE ET DE DIMENSIONNEMENT

---

### 3.1 - Évaluation de l'aléa par reconnaissance du sol et du sous-sol

Les études sur la vulnérabilité de l'aléa fontis sont peu abordées dans le cadre de l'évaluation des risques miniers du fait du caractère local du fontis. L'influence des fontis sur les bâtiments n'est pas une action couramment prise en compte dans la conception des ouvrages. Le schéma de calcul des éléments structuraux dépend non seulement de la géométrie du fontis, mais également des caractéristiques mécaniques du sol supportant les fondations. En principe, on ne peut pas convenablement évaluer le risque en se basant uniquement sur les caractéristiques en surface du fontis, car il peut y avoir évolution au fil du temps des caractéristiques du fontis et du sol. L'analyse est complexe à mener lorsque le fonctionnement mécanique des structures est modifié du fait de la survenance du fontis (par exemple, les moments fléchissants d'une semelle de fondation qui peuvent changer de signe en cas d'apparition d'un fontis).

Le guide méthodologique relatif aux Plans de prévention des Risques Miniers (PPRM) présente les différents mécanismes à l'origine de l'apparition d'un fontis (rupture de piliers, effondrements d'une tête de puits, remontée de voûte jusqu'en surface...) ainsi que les modalités d'évaluation de l'aléa, en particulier l'intensité du phénomène qui dépend directement du diamètre du fontis susceptible de se produire. Le guide rappelle également que les conséquences prévisibles d'un aléa fontis sur la sécurité des biens et des personnes dépendent principalement des dimensions du fontis. Ces mécanismes ont lieu souvent dans des zones mal définies (études de reconnaissance du sol insuffisantes, voire inexistantes), et le comportement des structures peut difficilement être prévisible, du fait de cette méconnaissance.

Dans ce contexte, la reconnaissance du sol et du sous-sol consiste à fournir des informations sur les points suivants :

- **La stabilité du fontis** : La géométrie du fontis est un paramètre essentiel pour le schéma d'analyse ainsi que pour les conditions aux limites à appliquer aux structures du bâti. Dans les sols rigides, la formation de la voûte au-dessus des galeries minières concerne un volume de sol réduit. Cependant, l'influence du fontis dépasse la zone de l'effondrement. Le niveau des eaux dans le sol constitue également un élément susceptible d'élargir la zone d'influence (charriage des particules de sol et élargissement de la cavité initiale).

- **La rigidité du sol** : dans la zone voisine du fontis, la rigidité du sol est modifiée (diminution de la compacité). Cette modification a une influence significative sur l'interaction sol/structure. A titre d'exemple, pour les fondations très rigides, les contraintes réparties et donc les tassements sont plus réguliers (proches d'une répartition linéaire). Les efforts internes dans les structures qui servent au dimensionnement sont plus simples à déterminer dans ce cas. Pour les fondations souples, l'interaction est plus compliquée s'il y a des zones de décollement (défaut de contact entre le sol et la structure), d'affaiblissement, etc. Même à l'aide d'outils de calcul

avancés, il ne sera pas possible de modéliser exactement le phénomène physique si l'on ne dispose pas de données précises sur le sol.

La résistance du sol : lorsque l'on connaît la rigidité du sol sous l'emprise du bâtiment, on peut déterminer assez précisément l'état de contraintes du sol. La résistance est un facteur déterminant de l'analyse.

## 3.2 - Principes généraux de conception pour les ouvrages complexes

### 3.2.1 - Prise en compte de l'action fontis dans la conception des ouvrages

Le seul paramètre retenu pour le fontis est son diamètre. Un fontis est considéré comme un puits infiniment profond de diamètre  $\Phi$  défini.

Les caractéristiques mécaniques du sol en dehors de l'emprise du fontis sont considérées inchangées. Le diamètre est donc déterminé par le plus petit cercle entourant le fontis sur les parties non tassées.

L'action de l'aléa fontis est prise comme une action statique accidentelle. Dans ces conditions, l'analyse est effectuée selon les codes de calcul en vigueur (Eurocodes). La combinaison à considérer en situation de projet accidentelle est formalisée par l'expression suivante :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P \oplus (\psi_1 \text{ ou } \psi_2) Q \oplus A$$

Où :

- $G_{k,j}$  est l'action permanente appliquée (poids propre et équipements fixes)
- $P$  est l'action variable principale (exploitation, climatique, etc.)
- $Q$  est l'action variable d'accompagnement
- $\psi_1$  et  $\psi_2$  sont des coefficients réducteurs destinés à tenir compte de la faible probabilité qu'ont plusieurs actions variables d'atteindre simultanément leur valeur maximale
- $A$  est l'action (accidentelle) de l'aléa fontis

Dans les modèles de calcul, l'action du fontis est prise en compte comme une perte d'appuis. Les structures doivent résister aux sollicitations issues du nouvel état d'équilibre. En principe, il y aurait lieu d'effectuer un balayage de toutes les positions possibles du fontis sous le bâtiment pour obtenir l'enveloppe des sollicitations à considérer dans le dimensionnement. En pratique, on choisit les positions les plus défavorables.

Les coefficients partiels de sécurité  $\gamma_G$  .  $\gamma_Q$  liés aux actions sont choisis en fonction des caractères favorables ou défavorables vis-à-vis du fontis. Généralement, pour la stabilité globale de l'ouvrage (état limite EQU) :

- dans la zone de fontis :  $\gamma_G = 1.35$  et  $\gamma_Q = 1.5$

- hors zone de fontis :  $\gamma_G = 1$  et  $\gamma_Q = 0$

Ces coefficients  $\gamma_G$  et  $\gamma_Q$  sont des coefficients de sécurité destinés à tenir compte de l'imprécision avec laquelle les valeurs des charges appliquées sont connues.

### 3.2.2 - Fondations

#### 3.2.2.1 - Principes généraux de justification

Les fondations doivent être dimensionnées selon les Fascicules 62 et 67 du CCTG, en respect de l'Eurocode 7 et tous les autres Eurocodes concernés (par exemple Eurocode 2 pour le béton armé).

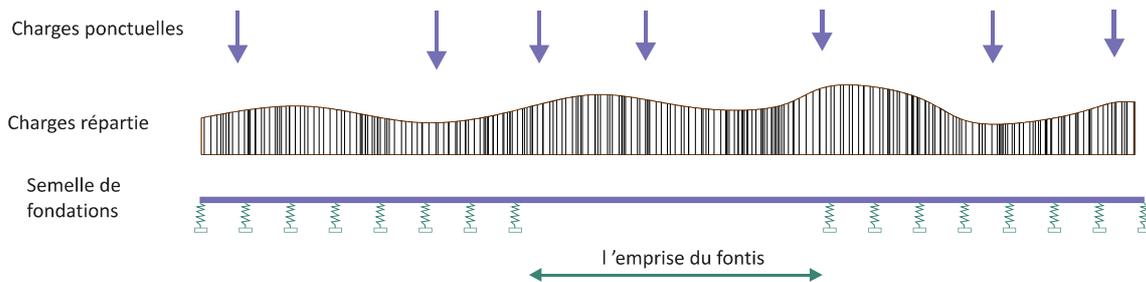
En général, il faut tenir compte des caractéristiques mécaniques modifiées du sol (baisse de résistance et de rigidité, à cause de la diminution de la compacité dans la zone avoisinant le fontis). Ceci est causé par la perte

partielle d'appuis (le bulbe de contraintes dans le sol est partiellement perdu). Des modèles avancés sont nécessaires pour réexaminer le module de compression du sol qui affecte la réaction au niveau de la fondation.

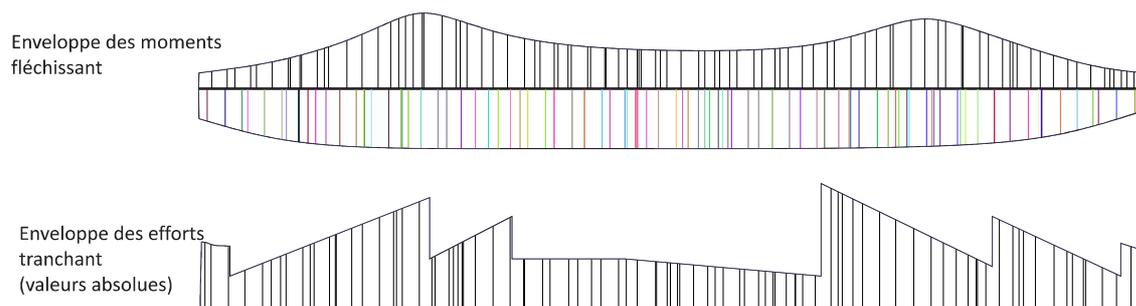
Les charges excentrées peuvent provoquer des moments de torsions dans les semelles lorsqu'il n'y a plus de réaction du sol.

Il convient de faire varier la position d'un fontis à diamètre défini, pour identifier la position plus défavorable, c'est-à-dire celle conduisant à une valeur maximale de la sollicitation en combinant toutes les situations possibles.

la semelle est considérée comme une poutre posée sur une base élastique continue. Dans la zone de fontis, la réaction est nulle.



**Figure 3.1: Schéma de la semelle reposant sur un sol élastique, avec perte d'appuis au droit du fontis**



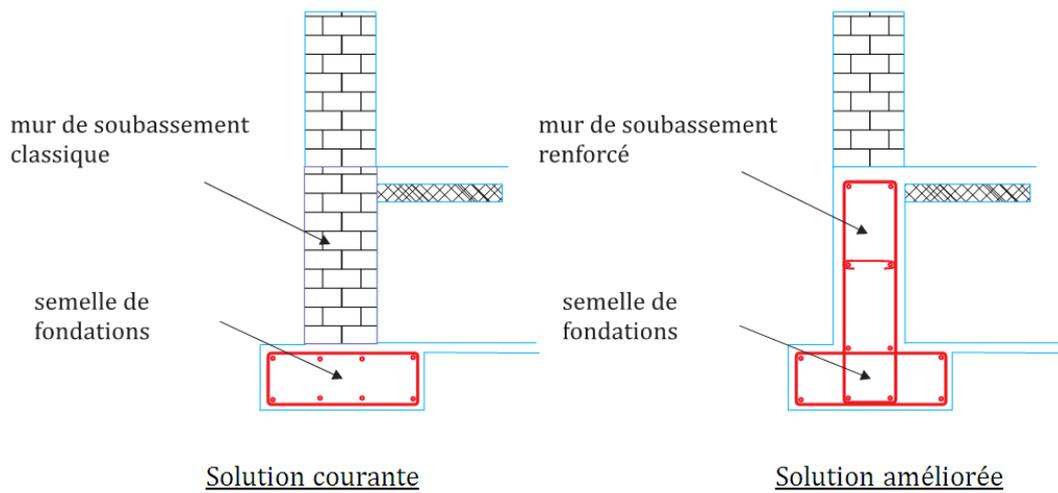
**Figure 3.2: Exemple d'enveloppes des efforts internes pour le dimensionnement**

Le ferrailage est calculé à partir des moments fléchissant et des efforts tranchant selon l'Eurocode 2.

La section d'acier dans la semelle équilibre la traction éventuelle.

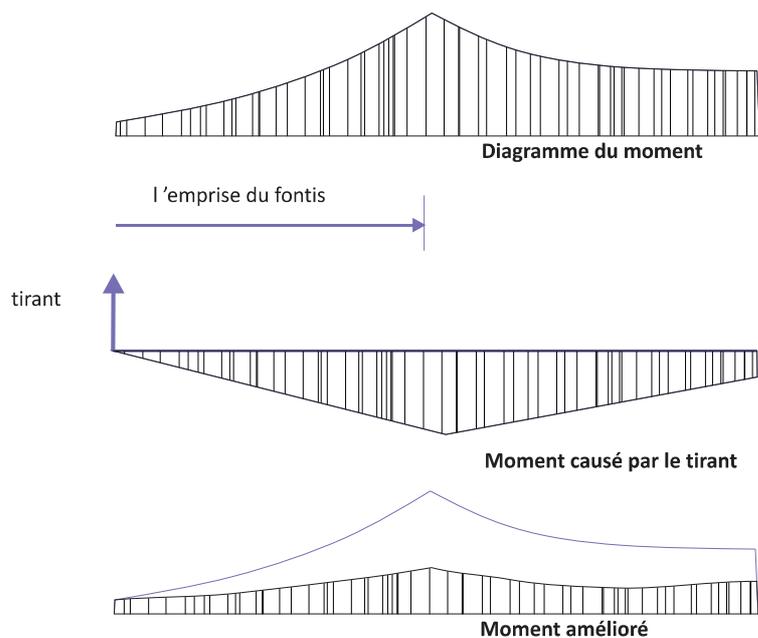
### 3.2.2.2 - Solutions constructives améliorant le comportement des fondations

Les murs inférieurs de la construction (ceux du niveau reposant sur le sol) peuvent être conçus solidaires de la semelle sur laquelle ils reposent. Ceci permet d'obtenir une section de la semelle en T inversé, permettant de surcroît d'économiser sur les armatures de semelles (plus grande inertie de la semelle).



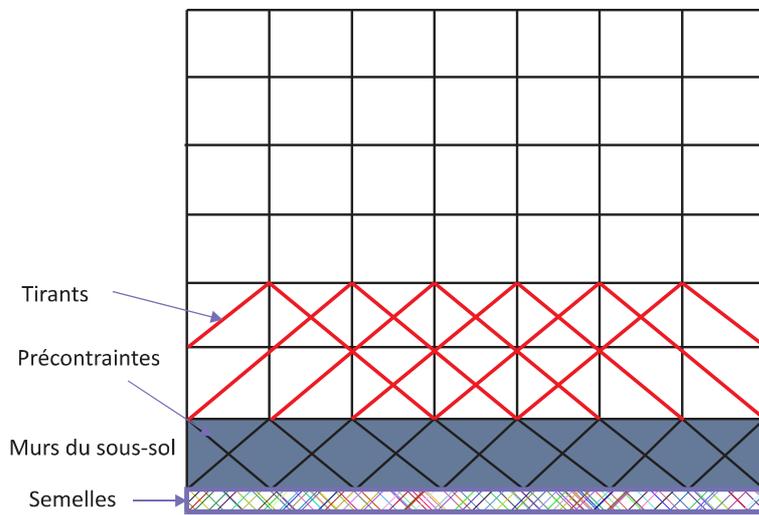
**Figure 3.3: Amélioration du comportement de la fondation**

On peut également disposer des tirants verticaux (prévus pour fonctionner en suspentes) pour transmettre les efforts des extrémités vers la zone milieu de la semelle, qui résiste mieux au fontis. Lorsque le fontis et donc des déplacements excessifs apparaissent à l'extrémité de la semelle, les tirants vont équilibrer les tractions. Le tirant provoque des moments de signe contraire à ceux causés par le fontis. Les moments résultants sont alors plus faibles.



**Figure 3.4: Principe de disposition des tirants**

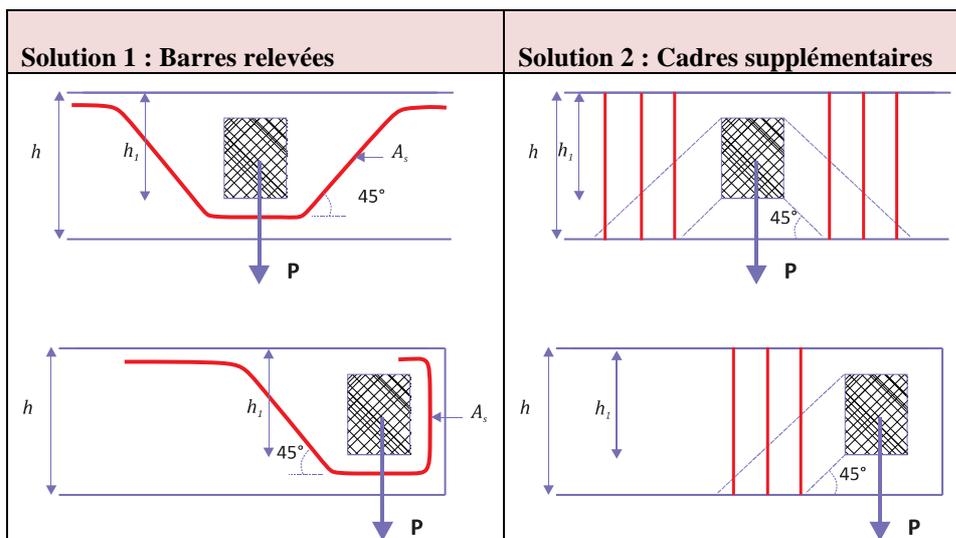
Une autre solution consiste à mettre des tirants passifs en combinaison avec des tirants précontraints. Les semelles peuvent être précontraintes également. Le travail d'ensemble des tirants-murs précontraints-semelles forme un système rigide vis-à-vis du fontis.



**Figure 3.5: Combinaison des solutions**

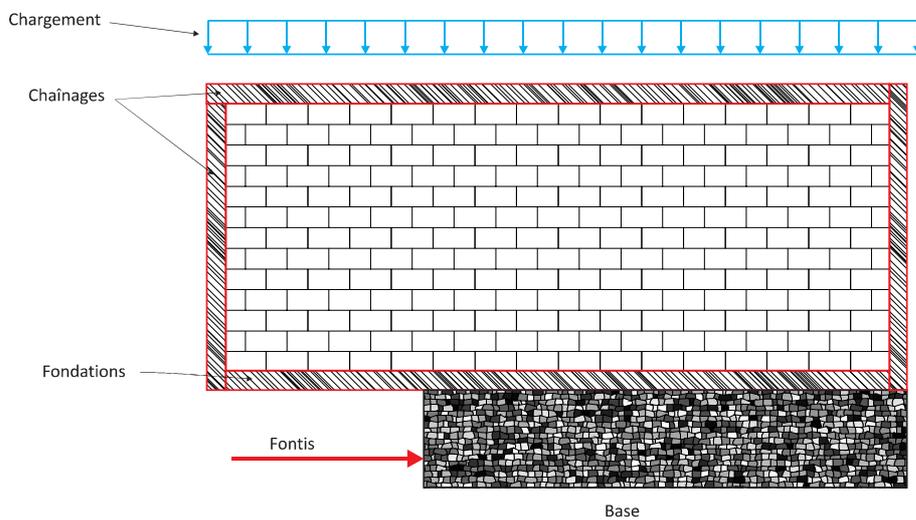
### 3.2.2.3 - Points particuliers

Dans le cas de poutres secondaires sur la semelle ou au pied des poteaux, il y a application d'une charge ponctuelle qui conduit le plus souvent à un effort tranchant important. Un défaut de portance sous la semelle a tendance à augmenter la valeur de cet effort tranchant. Dans ce cas, il faut prévoir des barres relevées à 45° ou des suspentes permettant le soulagement et le relevage de cet effort tranchant.

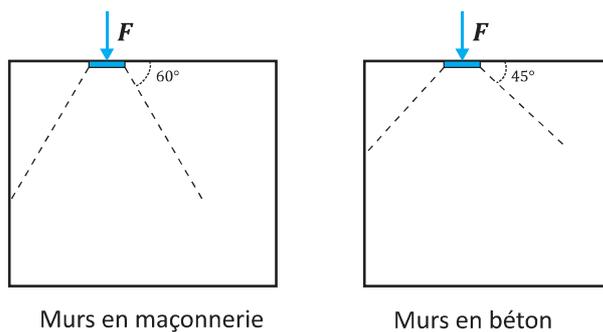


### 3.2.3 - Murs

Le principe de calcul d'un mur est présenté dans la figure 3.6. En général, le mur est chargé verticalement et horizontalement. Les charges verticales en tête du mur doivent être transmises jusqu'à la fondation selon l'angle de transfert de charge (voir la figure 3.7). Cet angle est fonction de la nature du matériau constitutif du mur. On retient habituellement 60° pour les maçonneries et 45° pour le béton.



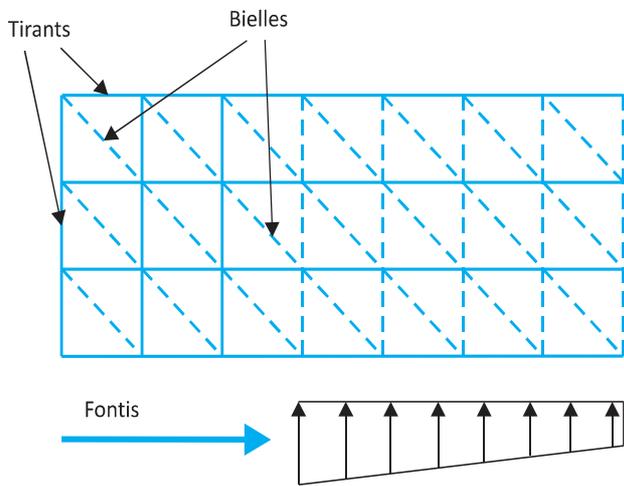
**Figure 3.6: Exemple de calcul d'un mur en maçonnerie**



**Figure 3.7: Angles de transfert des charges verticales**

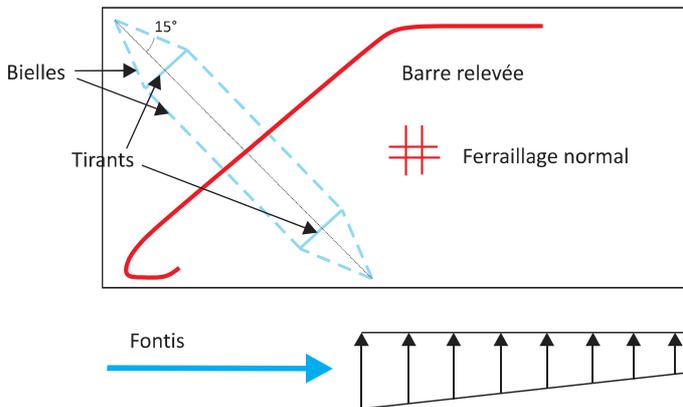
Les murs peuvent être dimensionnés à l'aide d'un modèle bielles-tirants. Les bielles sont des éléments en compression et les tirants sont des éléments en traction. Les bandes du mur jouent le rôle des bielles, donc avec une résistance en compression qui est fonction du matériau du mur. Les tirants doivent être matérialisés par des armatures en acier. Plusieurs situations peuvent se présenter, et le fonctionnement global peut varier :

- si le mur est armé, les tirants sont orientés selon les directions du ferrailage et la force dans les tirants sert à calculer la section d'acier nécessaire.
- si le mur est chaîné, la force dans les tirants représente la traction dans les chaînages, donc sert à dimensionner les chaînages.
- si le mur n'est pas armé ni chaîné, il ne peut transmettre qu'une partie de la charge verticale au sol d'assise selon l'angle de transfert. La fondation doit alors supporter les parties situées à l'aplomb du fontis.



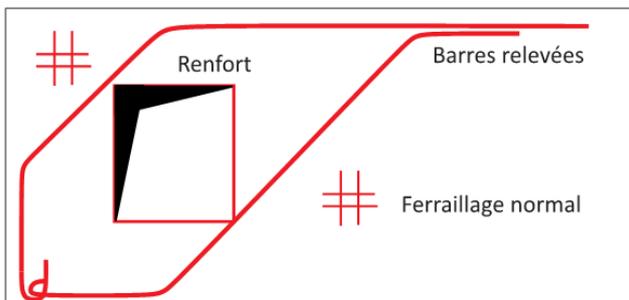
**Figure 3.8 : Exemple d'un schéma des bielles-tirants d'un mur**

Par rapport au dimensionnement habituel, la prise en compte du fontis conduit à prévoir un renfort supplémentaire vis-à-vis des charges verticales. La figure 3.9 présente l'application du modèle bielles-tirants en cas de fontis situé à gauche du mur, sur la figure. La traction calculée dans le tirant permet de déterminer la section d'acier nécessaire pour les barres relevées.

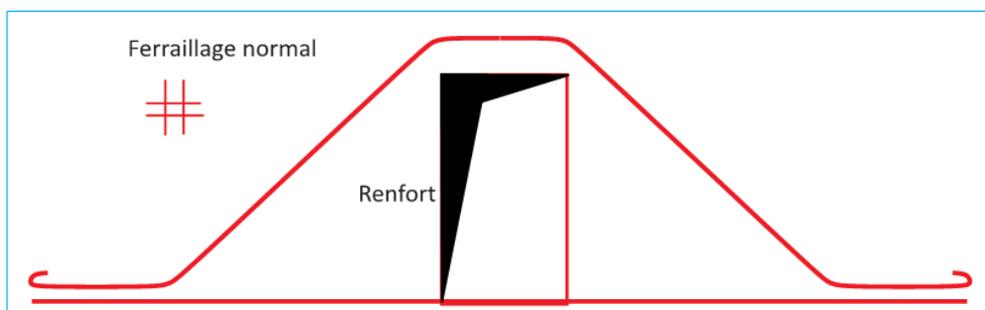


**Figure 3.9: Exemple d'un renfort à l'extrémité par barres relevées**

Il est recommandé de ne pas prévoir de grandes ouvertures proches des extrémités des murs en raison de la concentration de contraintes que l'on obtient dans ce cas. Pour des murs en maçonnerie, le renfort peut être un cadre en béton armé. Pour les murs en béton armé, des barres relevées sont préférables.



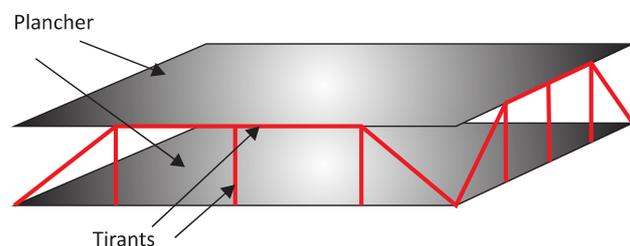
**Figure 3.10: Exemple d'un renfort d'une ouverture**



**Figure 3.11: Exemple de ferrailage d'un mur avec renfort d'ouverture**

### 3.2.4 - Planchers

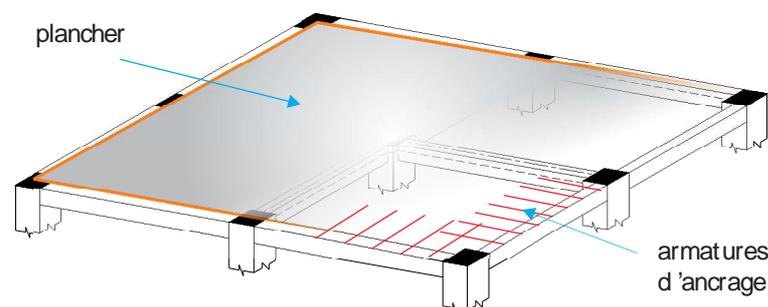
Le principe de conception des planchers est de disposer les tirants horizontaux et verticaux essentiellement en périphérie pour transmettre des charges en cas de fontis des zones extrêmes à la zone centrale. La figure 3.12 illustre ce principe. Les tractions dans les tirants sont déterminées à partir d'une analyse détaillée de toutes les positions défavorables du fontis. Les tirants peuvent être des barres d'acier, des armatures dans les murs, les poutres ou les chaînages.



**Figure 3.12: Disposition des tirants horizontaux et verticaux pour transmettre des charges**

La disposition des tirants est fondamentale pour une bonne répartition des charges. Il est essentiel que les tirants forment un réseau spatial régulier et fermé.

Il faut également vérifier les déplacements différentiels aux appuis des planchers pour assurer l'état limite de service. Il faut donc bien liasonner les planchers sur la périphérie du bâtiment. En effet, les travées de rive sont plus vulnérables vis-à-vis des mouvements, surtout pour les planchers à poutrelles et entrevous.



**Figure 3.13: Armatures d'ancrage aux bords des planchers**

Les planchers en béton précontraint sont à recommander en raison de leur poids réduit par rapport aux planchers en béton armé, toutes choses égales par ailleurs.

Les planchers champignons sont à éviter dans les cas de l'aléa fontis du fait des charges ponctuelles qu'ils occasionnent. En cas de fontis, l'effort de poinçonnement dans la dalle de plancher doit être réévalué. Ceci exige des analyses locales particulières et des calculs spécifiques détaillés.

### 3.2.5 - Éléments non structuraux

Les éléments non structuraux des bâtiments (par exemple garde-corps, murs rideaux, cloisons, etc.) peuvent, en cas de chute, exposer les occupants à des risques. Ils peuvent également affecter les structures principales et, partant, la stabilité du bâtiment. Ils doivent donc faire l'objet de précautions particulières visant à éliminer les risques cités.

Une manière simple de traiter le problème est de concevoir les éléments structuraux comme mécaniquement indépendants de la structure principale.

A titre d'exemple, il faut veiller à ce que les cloisons de distribution ne puissent pas être chargées par le plancher situé au-dessus, au cas où ce dernier viendrait à fléchir. Il faut également éviter les bords libres des cloisons (risque de basculement en cas de fontis).

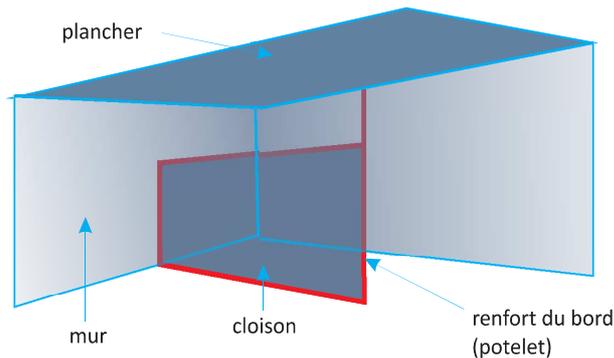


Figure 3.14: Renfort d'une cloison

## 4 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LES MAISONS REGULIERES

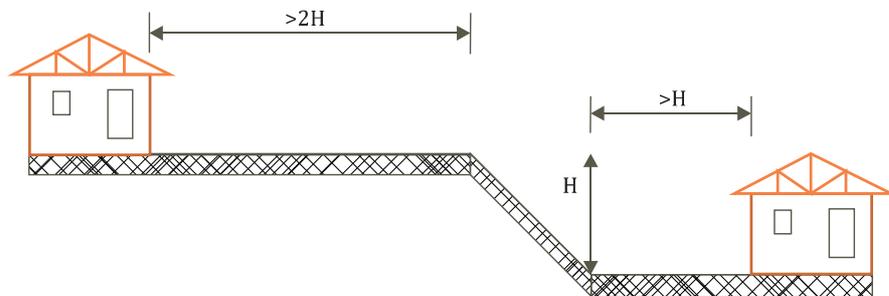
Les dispositions constructives proposées ci-après en matière d'urbanisme (dans les implantations et voisinages) et de conceptions d'ouvrages (les matériaux, formes, dimensions, fondations, superstructures, éléments non structuraux) ont été établies en tenant compte du savoir-faire et des pratiques courantes constatées en France dans la réalisation des ouvrages. Elles peuvent, dans certains cas, concerner directement la stabilité de l'ouvrage, mais elles visent également, pour certaines, l'amélioration du comportement de l'ouvrage vis-à-vis de l'aléa fontis.

### 4.1 - Implantations et voisinage

Le fontis modifie localement le sol non seulement sous le bâtiment mais également dans les zones voisines. Il est donc important de veiller aux conditions d'implantation et de voisinage lorsque l'on examine les conditions de sécurité d'un bâtiment situé en zone d'aléa fontis.

#### Recommandations :

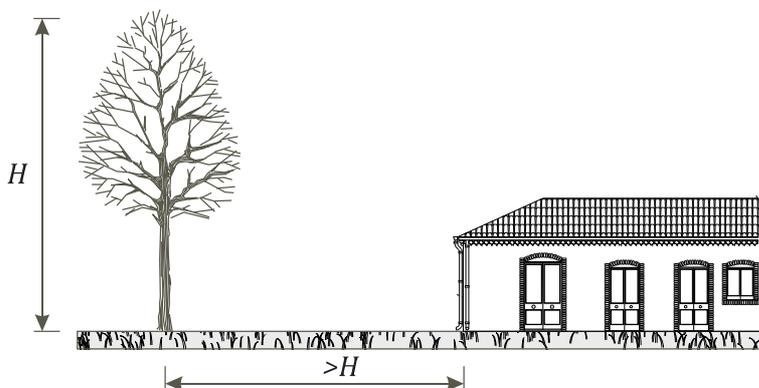
La construction ne doit pas être trop près d'un rebord de crête et d'un pied d'un talus dont la pente est supérieure à 50%. La distance minimale à respecter est deux fois la hauteur du talus si le bâtiment est situé en amont du talus et une fois la hauteur si le bâtiment est situé en aval (figure 4.1).



**Figure 4.1: Implantation des ouvrages avoisinants d'un talus**

Les constructions accolées sont possibles si elles sont liées structurellement entre elles. Dans le cas contraire, une distance minimale égale à la hauteur de la plus grande est à ménager entre les constructions.

La proximité d'un élément élancé (arbre, mat, lampadaire, etc.) n'est pas recommandée. La distance minimale pour la sécurité du bâtiment est égale la hauteur de cet élément (figure 4.2).



**Figure 4.2: Implantation de l'ouvrage proche d'un objet vulnérable au fontis**

## 4.2 - Matériaux

Les matériaux utilisés doivent présenter des performances de résistance et un niveau de durabilité largement éprouvés. Cela suppose qu'ils doivent :

- être conformes, pour ceux relevant du domaine traditionnel, aux documents normatifs en vigueur (DTU et Normes NF ou EN) ;
- relever de l'Avis Technique pour les matériaux et procédés innovants.

Par ailleurs, les matériaux doivent satisfaire à des exigences de caractéristiques minimales, afin d'éviter une détérioration prématurée des performances mécaniques de l'ouvrage.

Ces considérations conduisent à établir les prescriptions et recommandations suivantes :

#### **4.2.1 - Béton**

##### **4.2.1.1 - Sable**

**Prescription :**

Le sable de rivière doit être lavé.

**Recommandations :**

Le sable de mer n'est pas recommandé car il nécessite un lavage indispensable à l'eau douce afin d'éviter la corrosion prématurée des armatures mises en place dans le béton.

Le sable de pouzzolane, compte tenu de sa forte porosité, nécessite un mouillage préalable à son utilisation. Cette précaution est rendue nécessaire afin d'éviter qu'il n'absorbe l'eau de gâchage utile à l'hydratation du ciment.

##### **4.2.1.2 - Gravillons**

**Recommandation :**

Pour le béton de structure, les gravillons utilisés doivent être de granulométrie 5/15.

##### **4.2.1.3 - Béton prêt à l'emploi**

**Prescriptions :**

En cas de béton prêt à l'emploi, la résistance caractéristique minimale du béton à la compression à 28 Jours doit être de 25 MPa (il convient alors de demander du BCN B 25).

Pour les ouvrages de faibles épaisseurs, la consistance demandée doit être « très plastique » (au sens de la Norme NF P 18-305) afin d'obtenir une mise en place du béton optimale. Dans ce cas d'utilisation, l'ajout d'eau sur chantier est à proscrire.

##### **4.2.1.4 - Béton fait sur chantier**

**Prescription :**

Le dosage minimal en ciment doit être de 350 kg/m<sup>3</sup>.

##### **4.2.1.5 - Armatures pour béton**

**Prescriptions :**

Les aciers utilisés pour constituer les armatures de béton doivent être à haute adhérence, de nuance Fe E 500 (limite élastique à 500 MPa) et disposer d'un allongement garanti sous charge maximale d'au moins 5%.

#### **4.2.2 - Aciers pour charpente métallique**

**Prescription :**

Les aciers utilisés pour la construction métallique doivent disposer d'une nuance minimale de Fe E 235 (limite élastique à 235 MPa).

#### **4.2.3 - Éléments de maçonnerie**

Les éléments de maçonnerie peuvent être pleins ou creux. Ils peuvent être :

- en blocs pleins de béton courant ou de béton cellulaire,
- en blocs perforés de béton à perforations verticales,

- en blocs creux en béton courant,
- en briques creuses de terre cuite à perforations horizontales,
- en briques pleines de terre cuite,
- en blocs perforés de terre cuite à perforations verticales,
- en pierre naturelle ou manufacturée.

**Prescriptions :**

Les blocs pleins ou assimilés doivent avoir une épaisseur minimale de 15 cm.

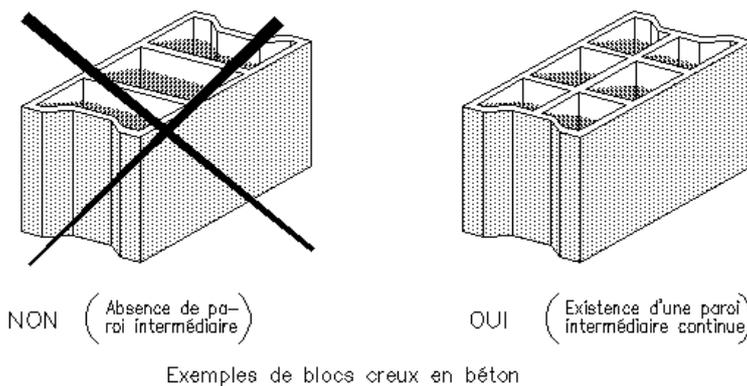
Les éléments présentant des fissures ou des épaufrures significatives (pouvant nuire à la résistance) sont systématiquement à retirer des lots en phase de construction.

**Recommandations :**

Les blocs perforés sont assimilés à des blocs pleins aux deux conditions suivantes :

- disposer de perforations verticales perpendiculairement au plan de pose ;
- avoir une résistance supérieure à 12 MPa.

Les blocs creux doivent comporter une cloison intermédiaire orientée parallèlement au plan du panneau et disposer d'une épaisseur minimale de 20 cm.



Les éléments de béton doivent répondre aux résistances minimales suivantes :

- 6 MPa pour les blocs creux de 20 cm d'épaisseur (B60 ou B80)
- 12 MPa pour les blocs pleins ou perforés de 15 cm d'épaisseur (B120 ou B160)

Les éléments de briques de terre cuite doivent répondre aux résistances minimales suivantes :

- 6 MPa pour les briques creuses de terre cuite de 20 cm d'épaisseur (BCTC 20 – 60 et BCTC 20 -80)
- 6 MPa pour les briques pleines en blocs perforés de terre cuite de 20 cm d'épaisseur minimale (BPTC 20 – 60, par exemple)
- 12 MPa pour les blocs perforés de terre cuite de 15 cm d'épaisseur (BPTC 15 – 120 et BPTC 15 – 150).

**4.2.4 - Mortier de jointoiment**

**Prescriptions :**

Les grains de sable, constitutifs du mortier, ne doivent pas excéder 5 mm.

L'épaisseur des joints ne doit pas être inférieure à 15 mm.

## Recommandations :

Le mortier utilisé pour le jointoiment doit être aussi plastique et souple que possible.

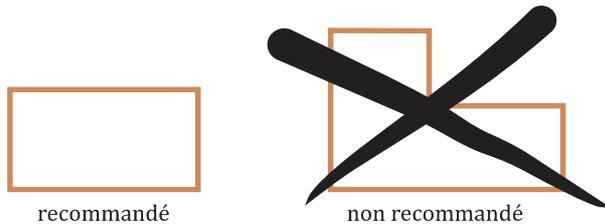
Le liant du mortier doit être chargé en chaux afin de conférer une souplesse aux pans de maçonnerie.

Il est recommandé de remplir les joints verticaux.

## 4.3 - Forme et dimensions

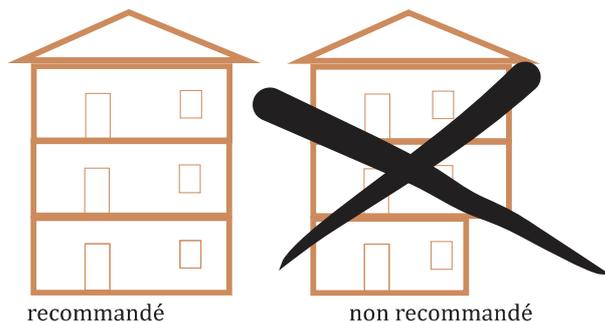
### 4.3.1 - En plan

Le plan de l'ouvrage doit être le plus régulier possible. Le rapport des dimensions selon deux directions ne doit pas dépasser 2. Les formes en L, T, X, U, sont à éviter.



### 4.3.2 - En élévation

La construction en élévation doit éviter tous les points vulnérables qui présentent une concentration des contraintes. Les porteurs verticaux doivent être continus sur toute la hauteur de la construction.



### 4.3.3 - Limite du nombre d'étages

La limitation du nombre d'étages est déduite de la limite des résistances des matériaux en cas d'aléa fontis, afin d'assurer une redistribution convenable des charges verticales aux parties qui sont encore en contact avec le sol.

## 4.4 - Murs porteurs en maçonnerie ou en béton, munis de chaînages

### 4.4.1 - Murs en maçonnerie

#### 4.4.1.1 - Généralités

L'épaisseur  $t$  du mur doit être au moins égale à 150 mm.

Lorsque le mur est maintenu au sommet, la hauteur est limitée à  $30 t$ .

## Recommandations :

Les murs de contreventement ne doivent pas comporter d'ouvertures. Il est cependant admis des petites ouvertures d'au plus  $0.04 \text{ m}^2$ . La distance minimale entre une ouverture et le bord le plus proche est égale à 1 mètre.

Il est recommandé de remplir les joints verticaux avec le mortier de jointoiment.

#### 4.4.1.2 - Pourcentage total minimal des porteurs verticaux

Dans le cas où il existe des murs dont la longueur dépasse le diamètre du fontis majoré de 0.5 mètre, il faut disposer un pourcentage minimal de la totalité des surfaces prises par les porteurs verticaux dans deux directions du bâtiment (afin de limiter la contrainte de compression dans les bielles).

Le pourcentage total minimal des porteurs verticaux est déterminé en divisant la section (horizontale) associée aux porteurs verticaux à la surface totale d'un étage. La section associée aux porteurs verticaux est prise comme le produit de la longueur totale des porteurs verticaux et de l'épaisseur des murs. Pour les murs, cette longueur est prise comme la longueur réelle. Pour les poteaux, cette longueur est déterminée comme dans la figure 5.2 en prenant l'expression :

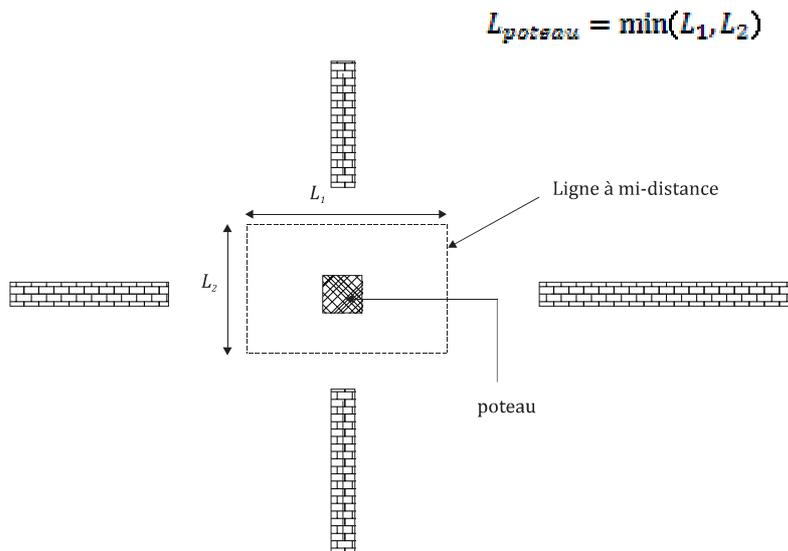


Figure 4.3: Détermination de la longueur associée à un poteau

Les pourcentages sont présentés dans le tableau 4.1 ci-dessous. Ce tableau est établi pour des maçonneries dont la résistance caractéristique en compression est  $f_k = 1.84\text{MPa}$ . Si dans la situation réelle, la résistance caractéristique de la maçonnerie est différente de cette valeur, ce pourcentage est calculé proportionnellement aux valeurs présentées dans ce tableau (par exemple, le pourcentage total minimal des murs en béton ayant une résistance à la compression  $f_{ck} = 25\text{MPa}$  est déterminé à partir de ce tableau en divisant la valeur indiquée par le

coefficient  $\frac{f_{ck}/\gamma_c}{f_k/\gamma_M} = \frac{25/1.5}{1.84/2.2} = 20$ ).

Tableau 4.1: Pourcentage total des porteurs verticaux pour les murs en maçonnerie en fonction du nombre de niveaux et du diamètre de fontis

Niveaux	Toiture lourde			Toiture légère		
	1	2	3	1	2	3
Diamètre [m]						
2	2.2%	5.7%	9.1%	0.8%	4.3%	7.8%
3	3.6%	9.4%		1.4%	7.2%	
4	4.4%	11.3%		1.7%	8.6%	
5	5.1%			1.9%	10.1%	

#### 4.4.1.3 - Chaînages

##### 4.4.1.3.1 - Dispositions générales

Les chaînages horizontaux et verticaux doivent être liés entre eux et ancrés aux éléments du système structural principal.

Afin d'obtenir une adhérence effective entre les chaînages et la maçonnerie, le béton des chaînages doit être coulé après exécution de la maçonnerie.

Les dimensions de la section transversale des chaînages horizontaux et verticaux ne doivent pas être inférieures à 150 mm.

Le pourcentage d'armatures longitudinales dans la section du chaînage ne doit pas être inférieur à 1% de la section de béton du chaînage.

Les cadres doivent être en HA 5 au minimum et espacés de 400 mm au maximum, autour des armatures longitudinales.

Les recouvrements doivent être au minimum de 50 fois le diamètre des armatures soit 500 mm pour des barres HA10 et 600 mm pour des barres HA12.

#### 4.4.1.3.2 - Chaînages verticaux

Il convient de placer les chaînages verticaux :

- aux bords libres de chaque élément de mur de la structure ;
- à l'intérieur des murs dont la longueur dépasse 1,5 mètre ;
- à chaque intersection des murs.

#### **Prescriptions :**

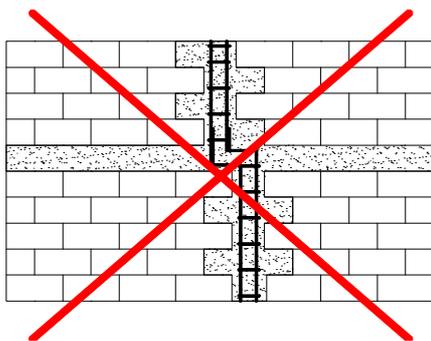
Lorsque les chaînages règnent sur plusieurs niveaux de la construction, ils sont obligatoirement rectilignes.

La section des chaînages est maintenue constante sur toute la hauteur de la construction.

Les armatures longitudinales sont rectilignes et rendues continues par recouvrement.

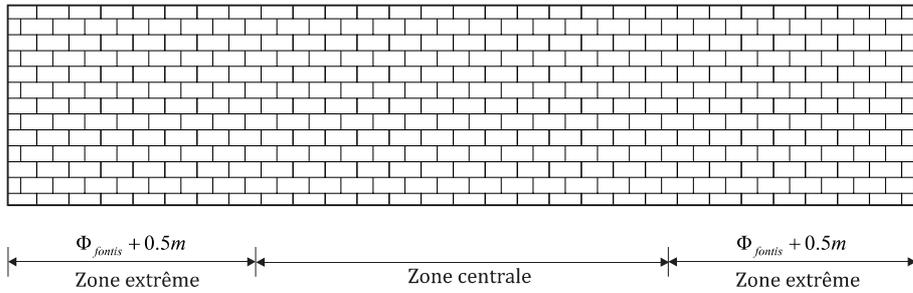
En partie inférieure, les chaînages sont ancrés dans les fondations.

Le décalage des joints verticaux (harpage) est conservé le long des bords verticaux du chaînage.



**Figure 4.4: Alignement des chaînages verticaux**

Pour les murs longs dont **la longueur dépasse deux fois du diamètre du fontis**, majorée par 1.5 mètre, on distingue trois zones dans le mur : deux zones extrêmes et une zone centrale. Dans les zones extrêmes, la distance minimale entre les chaînages est égale à 1,5 mètre. Dans la zone centrale, la distance minimale entre chaînages est égale à 3 mètres.



**Figure 4.5: Définition des zones dans un mur long en maçonnerie**

Pour les murs plus courts, la distance minimale entre les chaînages verticaux est 1,5 mètre.

#### 4.4.1.3.3 - Chaînages horizontaux

Les chaînages horizontaux doivent être placés

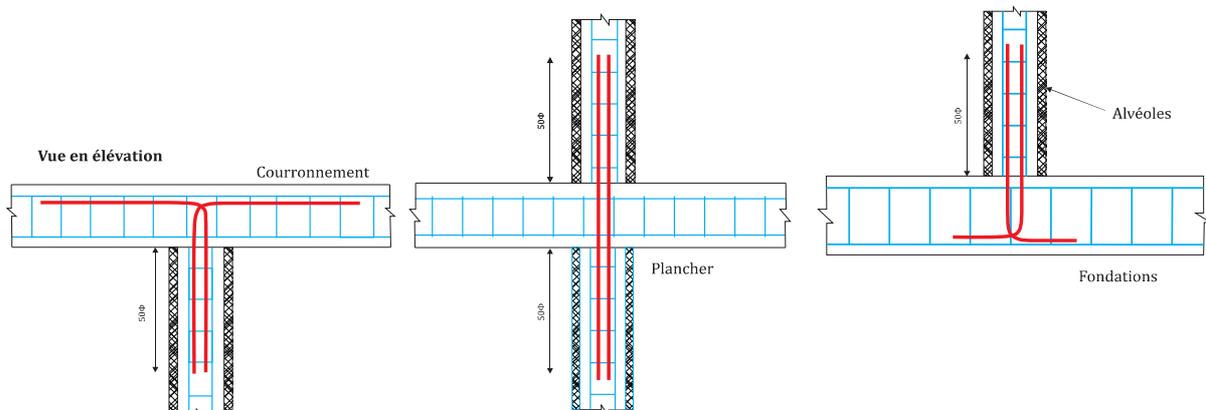
- dans le plan du mur,
- au niveau de chaque plancher,
- au niveau du couronnement des combles,
- au niveau des fondations, et
- au niveau de l'appui d'une charpente en tête de mur, lorsqu'il n'y a pas de plancher à ce niveau.

Dans tous les cas, l'espacement vertical des chaînages horizontaux ne doit être supérieur à 4 mètres.

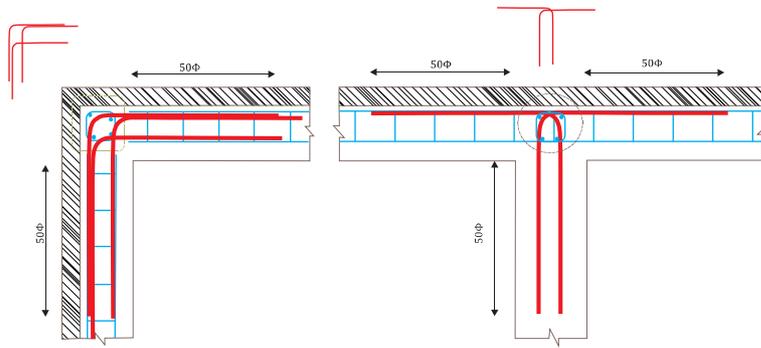
#### 4.4.1.3.4 - Liaison des chaînages

Les liaisons entre les différents chaînages sont conçues pour assurer le transfert des efforts de traction. Elles doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- la continuité et le recouvrement des divers chaînages concourant en un même nœud doivent être assurés dans les trois directions ;
- les recouvrements doivent être au minimum de 50 fois le diamètre des armatures ;
- les dispositions adoptées ne doivent donner lieu à aucune poussée au vide.



**Figure 4.6: Exemple de liaisons des chaînages verticaux**



**Figure 4.7: Exemple de liaisons entre chaînages horizontaux et chaînages verticaux**

#### 4.4.1.3.5 - Armatures minimales dans les chaînages

Les armatures minimales des chaînages horizontaux et verticaux sont présentées dans les tableaux de l'annexe 3 dans les deux cas : toiture lourde et toiture légère en fonction du nombre d'étages, du pourcentage total des porteurs verticaux et du diamètre du fontis.

### 4.4.2 - Murs en béton banché

#### 4.4.2.1 - Armatures minimales hors fontis

AN de la norme NF EN1992-1-1. Clauses 9.6.2 et 9.6.3 Cas des murs de 25 cm d'épaisseur au plus.	Murs de façades et/ou pignons donc extérieurs (donc à l'exclusion de ceux protégés par un bardage)		Murs intérieurs et autres murs
	Section d'acier en $cm^2$ ( $f_{yk} = 500 MPa$ )	Espacement max	Section d'acier en $cm^2$ ( $f_{yk} = 500 MPa$ )
Armatures de surface sur la face externe	<ul style="list-style-type: none"> <li>Horizontales : 0,96 / ml</li> <li>Verticales : 0,48 / ml</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>33 cm</li> <li>50 cm</li> </ul>	
Chaînages horizontaux au niveau des planchers	<ul style="list-style-type: none"> <li>Plancher terrasse : <math>1,2 + 1,88 = 3,08</math></li> <li>Plancher courant : 1,20</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>Plancher terrasse : 1,20</li> <li>Plancher courant : 1,20</li> </ul>
Chaînages verticaux d'extrémité libre	Dernier étage : 1,20		Dernier étage : 1,20
Chaînages verticaux bordant les ouvertures	0,68		0,68 sur au moins 40 cm
Chaînages horizontaux bordant les ouvertures	0,80		0,80
Armatures transversales	Voir § 9.6.4 de l'EC2-1-1		Voir § 9.6.4 de l'EC2-1-1

#### 4.4.2.2 - Dispositions des chaînages

La distance minimale entre les chaînages verticaux est 3 mètres.

Les dispositions des chaînages horizontaux pour les murs en béton banché sont les mêmes que celles des murs en maçonnerie.

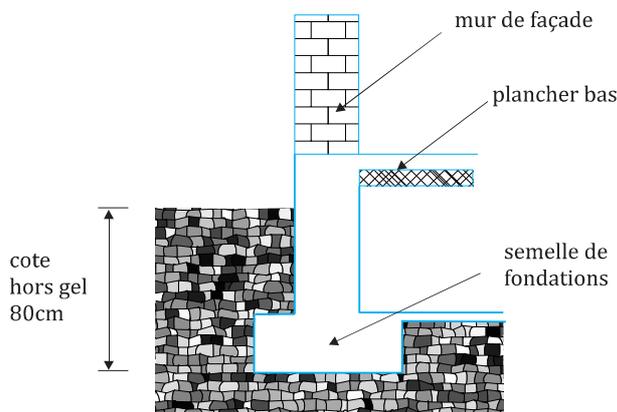
#### 4.4.2.3 - Armatures pour les chaînages en cas de l'aléa fontis

Les armatures minimales des chaînages de murs en béton sont présentées dans les tableaux de l'annexe 3.2 du présent guide.

## 4.5 - Fondations

### 4.5.1 - Semelles filantes

Les semelles filantes ne doivent pas, dans la mesure du possible, descendre plus bas que la cote hors gel (80 cm par rapport au niveau du terrain naturel).



**Figure 4.8: Profondeur des semelles des fondations**

Dans la mesure du possible, les charges seront réparties au mieux sur l'ensemble des fondations et la contrainte du sol sera la plus homogène possible.

Les fondations doivent être dimensionnées au plus juste vis-à-vis de la contrainte de calcul du sol et doivent pouvoir reprendre la partie de charge engendrée par la perte d'appuis.

Tous les porteurs verticaux doivent reposer sur des semelles de fondations.

Les fondations doivent être filantes et constituer un système homogène. Dans le cas de fondations isolées, elles doivent être reliées aux autres fondations par des pontages permettant de redistribuer les charges au sol.

Les semelles des fondations doivent avoir une longueur minimale de deux fois le diamètre du fût majorée d'un mètre.

$$L_{\text{semelle}} \geq 2\Phi_{\text{fût}} + 1\text{m}$$

Les armatures minimales des fondations sont présentées à l'annexe 4 du présent document. Dans cette annexe, on distingue les semelles sous les murs longs, où l'on peut faire fonctionner le schéma de voûte dans le calcul des murs, et les murs courts, où toutes les charges supérieures sont transmises directement à la fondation. Il y a également les options des murs de soubassement, qui permettent aux semelles de fonctionner comme une section en T renversée (économie d'armatures).

Dans le cas des poteaux, les armatures de la semelle peuvent être prises comme dans le cas d'un mur court (car toute la charge appliquée sur ce poteau va être transmise à la fondation).

## 4.5.2 - Cas de fondations sur pieux reposant sur un substratum résistant

### 4.5.2.1 - Résistance d'un pieu en cas de l'aléa fontis

Lorsqu'il y a risque de fontis, les fondations sur pieux flottants ne sont pas recommandées, car la présence d'un fontis dont la profondeur n'est pas bien définie rend incertaine la prise en compte du frottement latéral dans les calculs. Dans le dimensionnement, la somme des résistances de la pointe et des frottements latéraux doit dépasser la charge appliquée en tête d'un pieu (voir figure 4.9). Les frottements dépendent de la nature du sol autour du pieu.

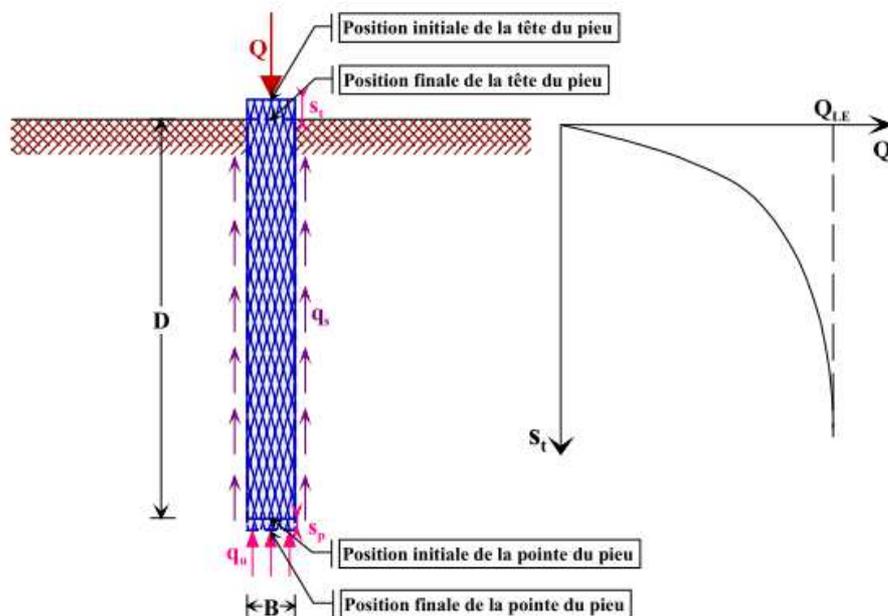


Figure 4.9: Principe de calcul la résistance d'un pieu

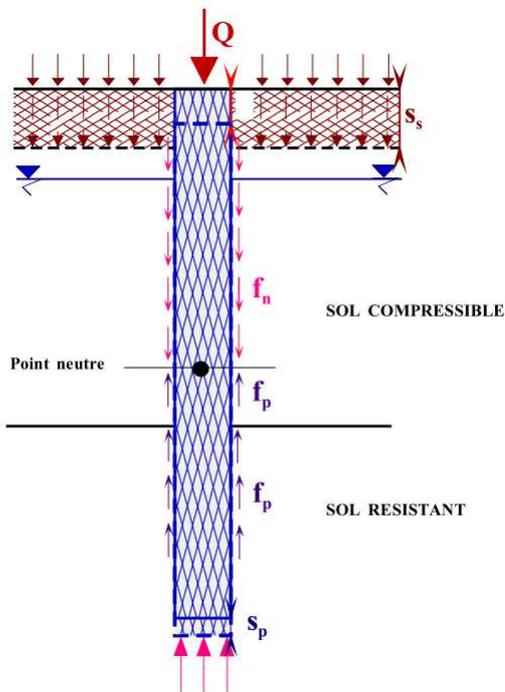
Le caractère localisé et rapide du fontis provoque une inversion du sens des frottements et il conduit à une diminution de la résistance du pieu. Dans ce cas, on définit les frottements positif et négatif autour du pieu. Il existe un point neutre où le frottement change de signe. Pourtant, la présence éventuelle des cavités peut engendrer une non-continuité au niveau de ce point neutre. Par souci de sécurité, dans le dimensionnement, on prendra la valeur totale du coefficient de frottement à partir du point neutre jusqu'à la surface libre du sol (voir figure 4.10).

En cas de manque d'informations sûres sur la profondeur des cavités probables, il vaut mieux prendre le point neutre associé à la surface de la couche du sol résistant. Dans cette hypothèse de calcul, on suppose que le sol autour du pieu n'est pas totalement inactif et le problème d'instabilité du pieu ne se pose pas. Dans le cas contraire, il faut vérifier le flambement du pieu. Les formules suivantes permettent cette vérification de manière simplifiée :

- Pour les pieux bi-articulés :  $F_c = 2\sqrt{kBEI}$

- Pour les pieux très élancés :  $F_c = \sqrt{kBEI}$

Où  $k$ ,  $B$ ,  $EI$  sont respectivement le module de réaction du sol, le diamètre total du pieu et la rigidité à la flexion du pieu (sans tenir compte des armatures).



**Figure 4.10: Frottements latéraux positif et négatif sur le pieu**

D'après le fascicule 62, à l'état limite ultime, la **charge admissible**  $Q_{ad}$  d'un pieu en situation accidentelle a pour valeur  $Q_u/1,2$  ( $Q_u$  est la charge ultime/résistance du pieu).

La résistance d'un pieu isolé est déterminée par la formule :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Où :

La charge de limite de pointe vaut  $Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$  avec  $q_{pu}$  contrainte limite de pointe, déterminée par la procédure détaillée dans le fascicule 62.

La charge de limite de frottement vaut  $Q_{su} = \rho_s \cdot P \left( \sum \text{frottement positif } q_{si} l_i - \sum \text{frottement négatif } f_n l_i \right)$  avec  $q_{si}$  frottement latéral limite donné par le fascicule 62,  $l_i$  correspond au  $i^e$  tronçon du pieu pour le calcul des frottements,  $f_n = \sigma_v K \tan \delta$  et  $\sigma_v$  est la contrainte verticale dans le sol,  $K \tan \delta$  est en fonction de la nature du terrain et type du pieu.

A et P sont respectivement la section de pointe et le périmètre du pieu.

$\rho_s$  et  $\rho_p$  : coefficients réducteurs de section de l'effort de frottement latéral et de pointe, présentés dans le tableau 4.2 suivant.

**Tableau 4.2: Coefficients réducteurs**

Type des pieux	Argiles		Sables	
	$\rho_p$	$\rho_s$	$\rho_p$	$\rho_s$
<b>Section pleine</b>				
<b>Tubulaire fermée</b>	1,0	1,0	1,0	1,0
<b>Tubulaire ouverte</b>				
<b>Palpieux</b>	0,5	1,0	0,5	1,0
<b>Pieux H</b>	0,5	1,0	0,75	1,0
<b>Palplanches</b>	0,5	1,0	0,3	0,5

#### 4.5.2.2 - Dimensionnement avec la résistance définie des pieux

Connaissant le type de pieux utilisés, la profondeur du substratum résistant et le type du sol, on peut déterminer la charge admissible  $Q_{ad}$  d'un pieu. Cette charge est utilisée dans le dimensionnement sans tenir compte de l'effet de groupe des pieux (qui favorise la résistance par le bulbe de répartition des contraintes d'un groupe). Les pieux portent les semelles des fondations et transmettent toutes les charges au substratum. Dans le cas des maisons individuelles, ils travaillent généralement seulement en compression. La charge appliquée sur la tête d'un pieu est donc fonction de la charge sur les fondations, la répartition des groupes des pieux et le nombre des pieux dans un groupe. Compte tenu de la largeur usuelle limitée des semelles (environ 50 cm), on peut proposer une approche simplifiée pour les pieux isolés disposés sous les semelles.

**Tableau 4.3: Charge linéaire de calcul  $p_{u,fond}$  au niveau des fondations (kN/m)**

Nombre de niveaux	Toiture lourde	Toiture légère
1	42.31	33.98
2	63.87	55.54
3	85.43	77.11

Connaissant la distance entre les pieux, les armatures des semelles peuvent être obtenues directement dans les tableaux donnés dans l'annexe 4, en prenant le paramètre « diamètre du fontis » égal à cette distance (en général inférieure au diamètre du fontis). La distance maximale (en mètres) entre les pieux est déterminée par :

$$d[m] = \frac{Q_{ad}}{p_{u,fond}}$$

L'exemple présenté ci-après illustre le principe de dimensionnement en utilisant les pieux. Dans cette approche, la profondeur de la couche de substratum résistant est connue.

**Tableau 4.4: Exemple de la résistance d'un pieu isolé**

Pieux battus	Béton armé	
	$a$	20 cm
	$A$	0.04 m <sup>2</sup>
	$B$	0.2 m <sup>2</sup>
	$P$	0.8 m
Sol de surface	Argiles	
Profondeur	$H$	5 m
	$K \tan \delta$	0.3
Poids propre	$\rho$	2 T/m <sup>3</sup>
Frottement latéral	$q_s$	0.04 MPa
Substratum	Sable, graves type C	
Profondeur d'ancrage	$h$	0.5 m
Pressiomètre	$p_1$	2.5 MPa
Facteur de portance	$k_p$	1.2
Contrainte limite de pointe	$q_u$	3 MPa
Frottement latéral	$q_s$	0.12 MPa
Charges		
Limite de pointe	$Q_{pu}$	120 kN
Limite de frottement positif	$Q_{su}^+$	48 kN
Frottement négatif	$F_n^-$	60 kN
Charge limite (fontis)	$Q_u$	108 kN
<b>Charge admissible</b>	<b><math>Q_{ad}</math></b>	<b>90.0 kN</b>

Avec cette valeur de résistance, la distance de 1 mètre entre pieux est suffisante pour les maisons à trois niveaux même avec toiture lourde.

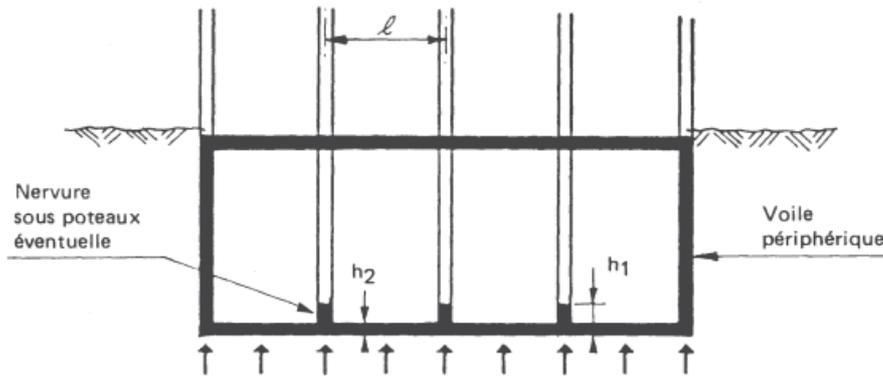
### 4.5.3 - Cas de radiers

On peut considérer la solution radier comme la solution la plus efficace vis-à-vis du risque de fontis. Certes, elle présente l'inconvénient d'une consommation importante de béton (pour le radier lui-même), mais cela conduit à une simplification de la conception, un allègement des dispositions puisque rien n'est à prévoir en superstructures, et une tenue pérenne de la structure. Le radier est un plancher renversé. Le schéma de calcul est celui du radier rigide permettant de répartir les contraintes de manière quasi-uniforme sur le sol. Ces contraintes sont considérées comme linéaires en écrivant l'équilibre global du bâtiment.

Pour pouvoir admettre cette répartition linéaire, les dimensions minimales du radier sont les suivantes :

$$h_1 \geq l/10 \text{ avec « } l \text{ » distance entre axes des poteaux/murs perpendiculaires aux nervures}$$

$$h_2 \geq l/20 \text{ avec « } l \text{ » distance entre axes des poteaux/murs parallèles aux nervures}$$



Les radiers sont calculés comme des planchers nervurés ou des planchers-dalles renversés. La redistribution des contraintes sous le radier varie en fonction de la position du fontis. Dans les maisons individuelles, on utilise les murs de soubassement comme raidisseurs du radier. La distance entre les nervures correspond à celle entre les murs dans une direction. Dans la pratique, surtout suivant la direction portant des charges (direction des planchers à entrevous par exemple), cette distance ne dépasse que rarement 5 mètres. Dans ces conditions, on considère que le radier travaille en situation habituelle (sans fontis) dans une direction et on peut le dimensionner de manière classique (dans cette étude, on utilise la méthode de Caquot). En cas de fontis, on vérifie deux cas, le premier lorsque le fontis est à l'extrémité et le second lorsqu'il est au centre du radier, selon un schéma de poutre équivalente de largeur unitaire (1 mètre).

Le tableau 4.5 présente les solutions à retenir dans le cas des toitures lourdes. Les calculs ont été effectués avec un radier d'épaisseur 40 cm (il est déconseillé de retenir une épaisseur inférieure à cette valeur). Les armatures sont disposées dans les deux directions principales et en deux nappes (supérieure et inférieure). Pour la construction de ce tableau et le calcul des sections d'acier, on a considéré des armatures espacées de 20 cm dans les deux directions.

**Tableau 4.5: Sections d'armatures**

HA x esp. 20cm	10	12	14	16	18	20	25	28	30	32
As (cm <sup>2</sup> )	5	7.2	9.8	12.8	16.2	20	31.3	39	45	51

**Tableau 4.6: Armatures nécessaires sur une largeur d'un mètre pour la solution radier d'épaisseur 40cm (unité : cm<sup>2</sup>) dans le cas d'une maison avec toiture lourde. En travée, les armatures inférieures sont disposées constructivement ( $A_s > 3.45\text{cm}^2$  pour le cas sans fontis et avec fontis de diamètre  $\leq 4$  mètres, pour le fontis de 5 mètres,  $A_s > 4.6\text{cm}^2$ )**

Nombre de niveaux	Travée	Sous murs	Arm. Sup. (cm <sup>2</sup> ) en fonction du diamètre du fontis			
			2 m	3 m	4 m	5 m
1	5.66	7.01	7.27	11.56	16.39	21.85
2	7.62	9.45	10.9	17.39	24.77	33.37
3	9.62	11.96	14.7	23.66	34.24	47.47

Notons qu'un radier conçu sans précaution particulière peut supporter sans désordres un fontis de diamètre 1 m. Au-delà, des armatures supplémentaires s'imposent. Pour les maisons de plusieurs niveaux ou dans le cas de fontis de grandes dimensions, afin d'éviter les barres de grand diamètre, il est possible de réduire l'espacement des armatures (solution moyennement efficace) ou bien augmenter l'épaisseur du radier (solution efficace).

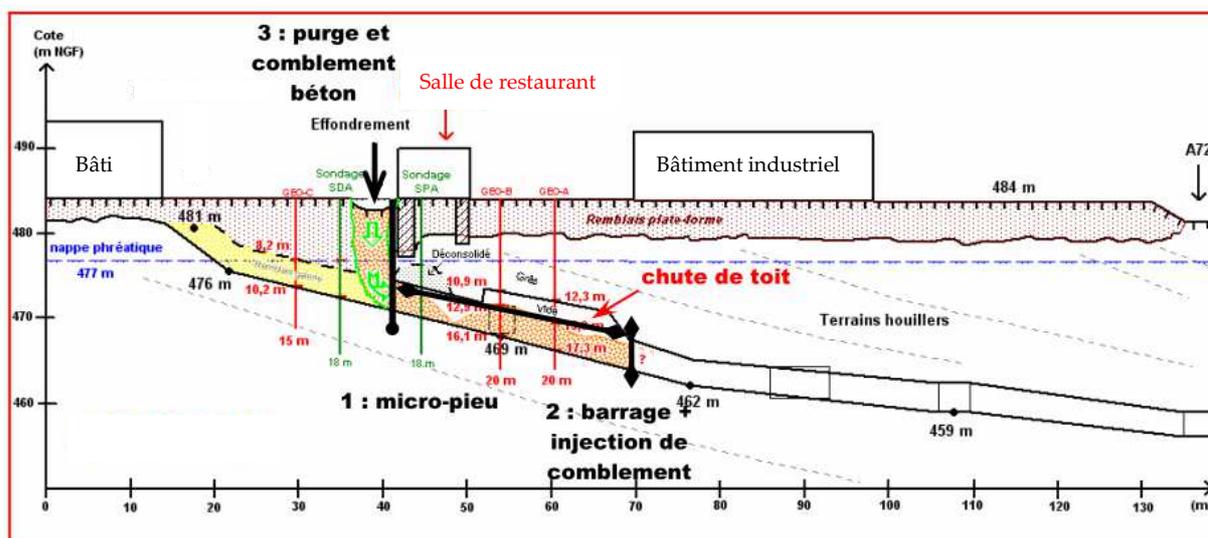
**EXEMPLE : Fontis en angle d'une construction à St-Étienne, le 16 mars 2009.**

Les services de l'État ont été informés le 16 mars 2009 de l'apparition d'un fontis au-dessus d'une ancienne galerie souterraine d'origine minière, au droit d'un parking de restaurant à St-Etienne. Ils ont demandé à leur bureau d'expertise, d'une part de mener des investigations par sondage géologique, d'autre part de proposer des solutions techniques adaptées pour mettre en sécurité le secteur situé au droit de cette galerie. Dans ce qui suit sont présentés les investigations menées et les commentaires pouvant être formulés :

L'effondrement est imputé à la présence conjointe de la nappe phréatique, du terrain houiller à cavités et à un remblai de surface. Bien que les pieux aient été correctement conçus (sans tenir compte de l'éventualité d'un fontis, les risques sont bien réels sur cette partie (voir figure 4.11).

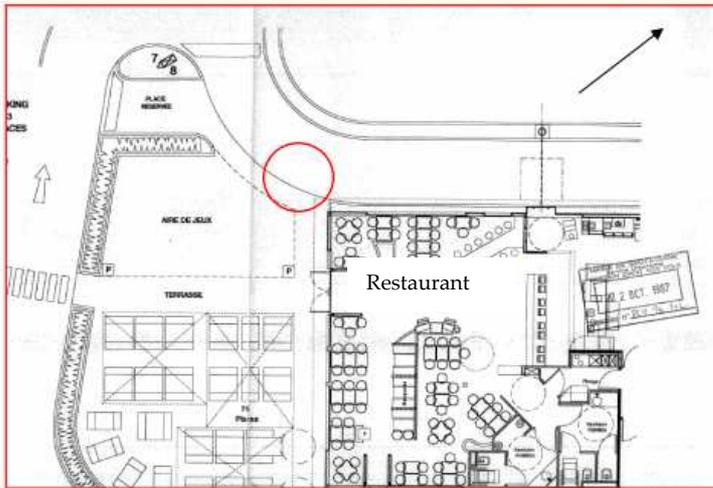
Trois forages ont été effectués et ils ont indiqué l'existence d'une couche saine gréseuse résistante sous-jacente aux galeries d'exploitation. La disposition des micropieux en angle du restaurant est une solution convenable, car le profil géologique est bien connu à cet endroit précis. Il suffit de les ancrer à une profondeur suffisante dans la couche résistante.

Un barrage d'injection de comblement a été proposé, afin de limiter l'influence de l'écoulement de l'eau dans le sol. Le bourrage des sols dans le trou n'assure pas totalement l'élimination des vides dans la galerie, mais on aura ainsi amélioré de manière significative la compacité et donc la résistance du sol.

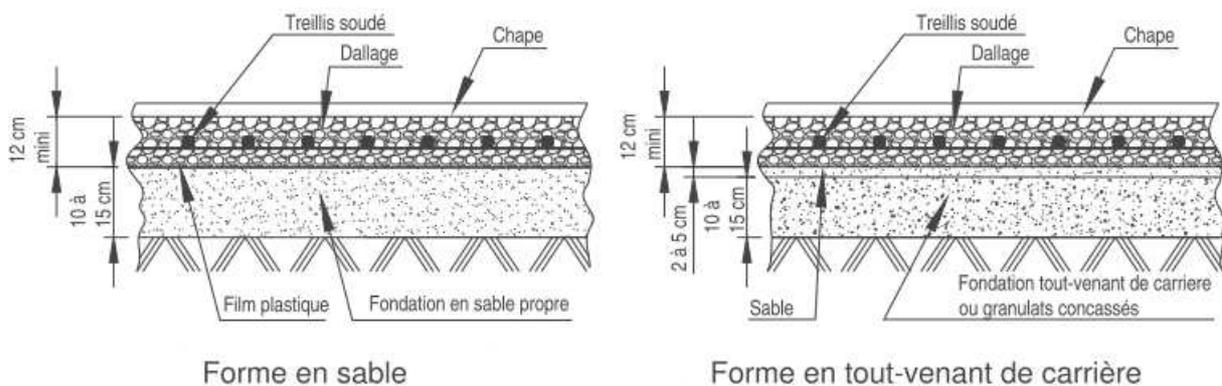


#### Figure 4.11: Solution technique proposée pour le restaurant

L'emprise du trou à l'angle du bâtiment n'est pas très importante, mais le diamètre du fontis est de 4 mètres, ce qui est relativement important. Il a fallu procéder à la mise en place de 7 m<sup>3</sup> béton armé de 3 nappes de treillis EM-10 avec un matelas d'enrochement de 3 m<sup>3</sup>. Ceci est suffisant, car la charge n'est pas très importante.



#### 4.5.4 - Cas des dallages



Le dallage repose sur une couche de sable ou de tout-venant toujours sensible aux mouvements du sol. Pour cette raison, il est recommandé de concevoir le dallage comme un plancher armé.

#### Recommandations :

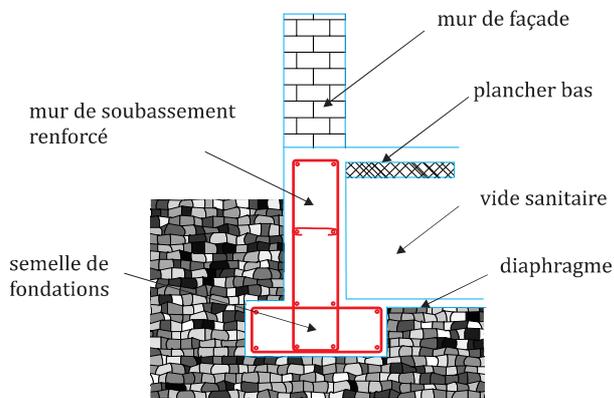
L'épaisseur minimale est prise égale 15 cm.

La distance entre joints doit être supérieure ou égale à deux fois le diamètre du fontis.

Les prescriptions précisées au paragraphe 4.5.6 doivent être respectées (plancher bas ou sur vide sanitaire).

#### 4.5.5 - Murs de soubassement

Les murs de soubassement doivent être réalisés en béton armé à partir de la fondation jusqu'au premier niveau des chaînages horizontaux. Les semelles peuvent être considérées comme des poutres de section en T renversé. Les armatures des chaînages horizontaux sont calculées pour équilibrer les moments négatifs éventuels dans les semelles. Dans ce cas, les armatures supérieures, les armatures transversales et les dispositions constructives pour les poutres en béton armé de grande hauteur sont à disposer dans cette poutre en T renversé. La hauteur totale (semelle + mur de soubassement) prise en compte dans le calcul est limitée à 1 mètre.



**Figure 4.12: Principe de fondation avec mur de soubassement renforcé**

#### 4.5.6 - Plancher bas ou sur vide sanitaire, en béton

Les planchers en béton peuvent être constitués par :

- des éléments préfabriqués de poutrelles en béton armé ou précontraint et entrevous associés à une dalle de compression coulée en œuvre et armée par un treillis soudé,
- des prédalles en béton armé ou précontraint associées à une dalle complémentaire coulée en œuvre,
- une dalle coulée en place.

Les autres types de planchers en béton ne sont pas décrits dans le présent texte, mais peuvent être utilisés à condition de respecter les prescriptions des textes spécifiques les concernant (DTU ou DTA).

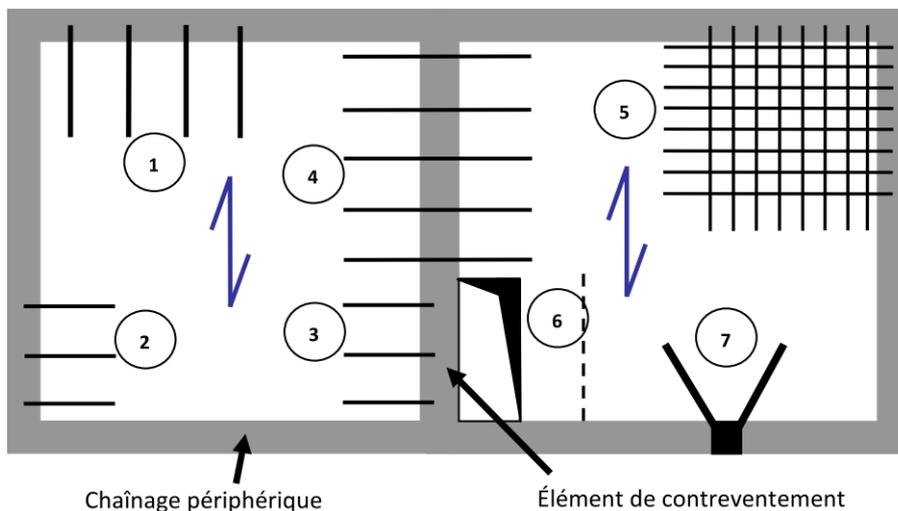
Trois aspects sont à considérer : la liaison du plancher aux éléments de structure qui le portent, le chaînage du plancher sur ses rives latérales, et la liaison entre façades opposées.

La liaison aux éléments de structures est assurée par les armatures existantes ou ajoutées, continues ou en recouvrement, disposée dans ou entre les composants (joints) ou/et dans la table de compression éventuelle.

Le plancher doit comporter dans la zone courante une section d'acier minimale de  $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$  dans chacune des deux directions (section définie sur la base d'un acier B 500A au minimum). L'espacement entre armatures ne doit pas excéder :

- 25 cm dans le cas des planchers à poutrelles et entrevous non résistants,
- 33 cm dans tous les autres cas.

Par exemple, cette limite peut être respectée par un treillis HA4, espacement 20 cm.



Dans les deux directions du plancher, toutes les armatures doivent être prolongées pour être ancrées dans les chaînages.

1. liaisons dans le sens porteur du plancher (armatures des éléments ou ajoutées)
2. liaisons en rive de plancher sur le chaînage
3. liaisons en rive de plancher sur un élément de contreventement
4. liaisons en rive de plancher sur un élément de contreventement. Ce type de liaison peut également être assuré par le treillis soudé de la table de compression
5. treillis soudé de la table de compression éventuelle
6. armatures de couture éventuelles (étriers dans les joints, grecques ou treillis raidisseurs aux extrémités)
7. armatures de maintien des poteaux de rive

#### 4.5.6.1 - Liaisons du plancher aux éléments de structure et aux chaînages

La continuité du treillis soudé HA (Haute Adhérence) est obtenue soit par un recouvrement de 50 diamètres au moins de ses aciers constitutifs, soit par recouvrement de 3 soudures au moins du treillis soudé.

Pour ces treillis soudés HA, l'ancrage est obtenu soit en respectant une longueur d'ancrage d'au moins 50 fois le diamètre de leurs aciers constitutifs, soit en disposant 3 soudures au moins du treillis soudé au dessus des appuis

Pour les barres isolées, les longueurs de recouvrement ainsi que les longueurs d'ancrage sont d'au moins 50 fois le diamètre de leurs aciers constitutifs.

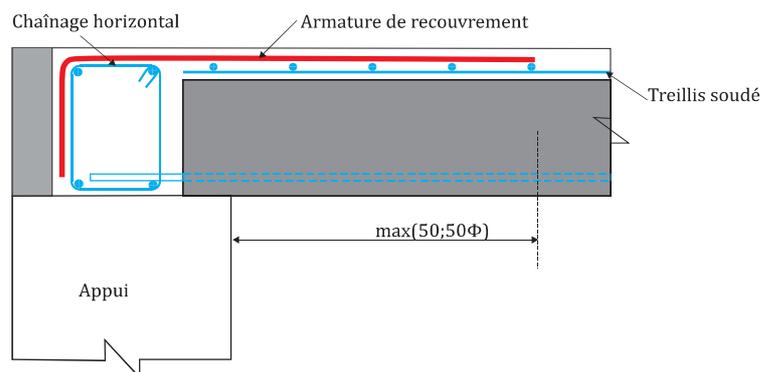


Figure 4.13: Dispositions des armatures de recouvrement du plancher

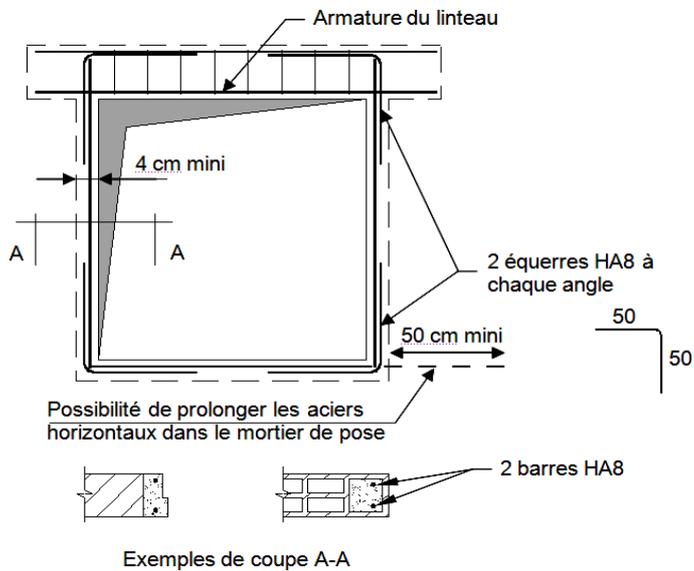
#### 4.5.6.2 - Plancher à poutrelles

La fonction diaphragme est assurée par la présence d'une table de compression coulée en œuvre sur toute la surface du plancher, d'épaisseur minimale 4 cm pour le cas des entrevous résistants en béton ou en terre cuite et 5 cm dans tous les autres cas.

## 4.6 - Éléments secondaires et éléments non structuraux

### 4.6.1 - Encadrement de baies

Les ouvertures excédant 1 m<sup>2</sup> doivent être encadrées, sur leur pourtour, par une section d'armatures minimale équivalente à 2HA8.



#### 4.6.2 - Escaliers

Il faut éviter :

- les escaliers en voûte,
- les escaliers avec crémaillère,
- les escaliers hélicoïdaux,
- les escaliers à marches en consoles encastrées dans un mur en maçonnerie.

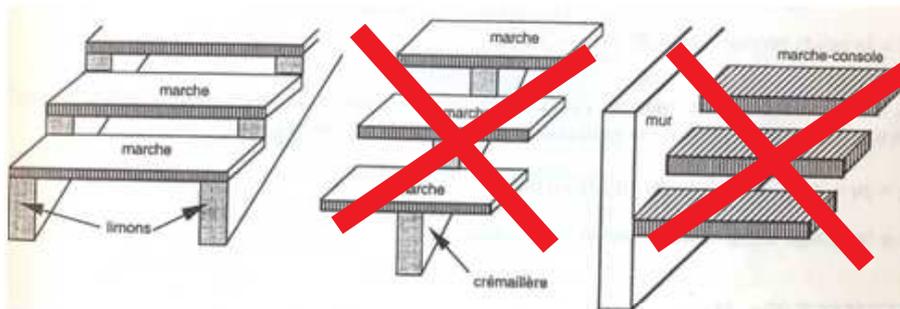


Figure 4.14: Les crémaillères et les marches-console sont à éviter.

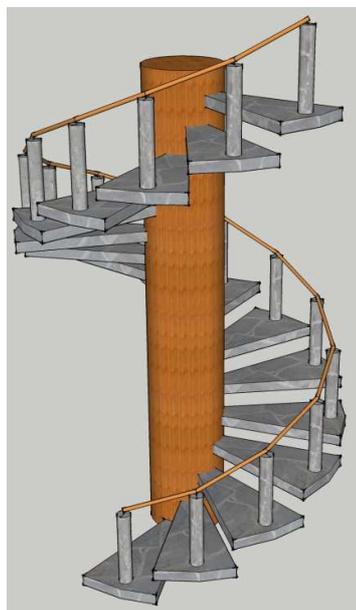


Figure 4.15: Exemple d'un escalier hélicoïdal à éviter

Les limons ou volées des escaliers en béton armé doivent présenter des liaisons par armatures avec les planchers auxquels ils sont reliés, en parties haute et basse. Au rez-de-chaussée, les limons ou les paillasse doivent être bien liés au réseau des semelles de fondations (reposés directement ou par les semelles de pontage).

#### 4.6.3 - Conduits de fumée

##### Prescriptions :

Du fait de l'inclinaison possible du bâtiment lors de la survenance du fontis, 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 être aussi munies de haubanage).

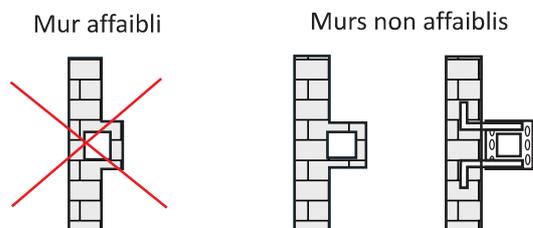


Figure 4.16: Éviter l'affaiblissement des murs

##### Recommandations :

La mise en place de ceintures en plat en acier est recommandée.

Les conduits de fumée doivent être adossés aux murs intérieurs sans affaiblir la section résistante du mur.

A l'intérieur de la construction, les conduits doivent être liaisonnés à la charpente et à chaque plancher par des attaches métalliques. Afin de réduire l'élancement des souches, il est fortement recommandé d'implanter les cheminées à proximité du faîtage (notamment en cas de forte inclinaison de la toiture).

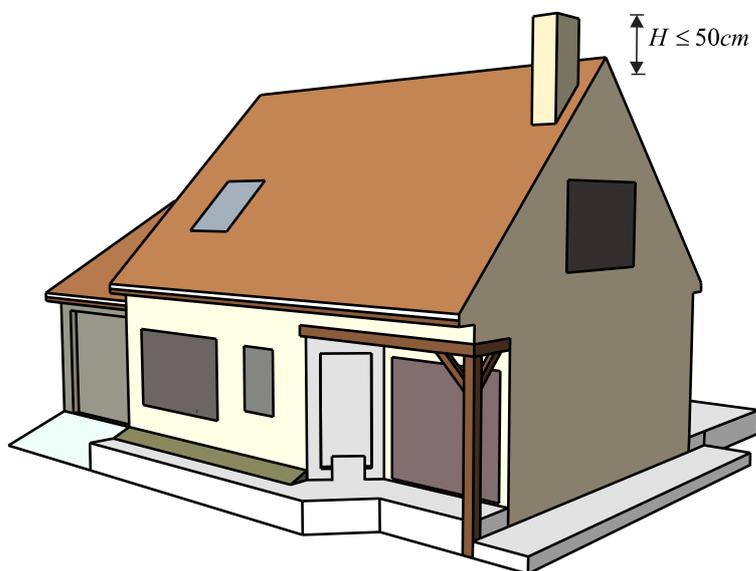
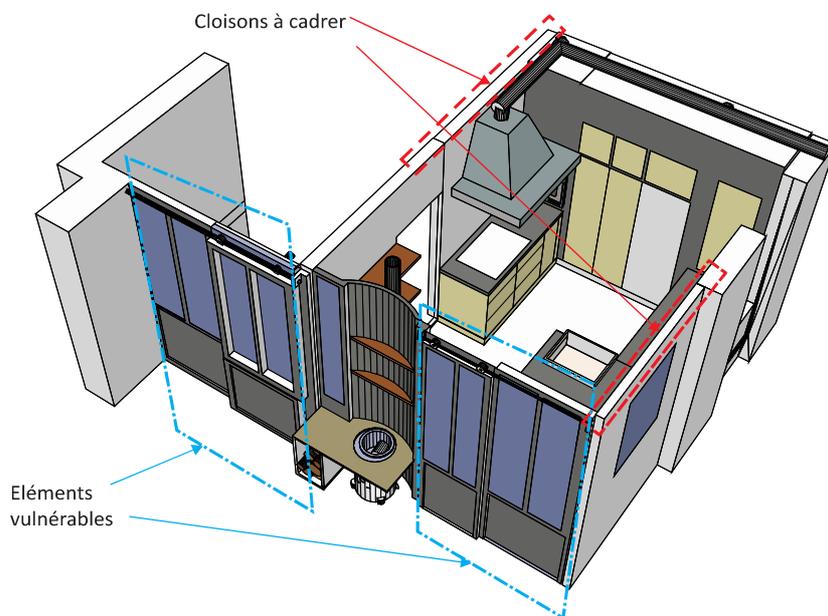


Figure 4.17: Limitation de la hauteur des souches des cheminées

#### 4.6.4 - Cloisons de distribution

Les cloisons de distribution doivent être fixées aux structures principales (murs, planchers,...) par des attaches et des cadres (potelet par exemple au bord libre). Les portes lourdes ou en matériaux fragiles (par exemple en verre) doivent être attachées aux cadres ou aux chaînages.



**Figure 4.18: Liaisonnement des cloisons.**

#### 4.7 - Limites d'application de l'étude

La présente étude ne vise pas les modifications ultérieures apportées à une construction neuve ayant fait l'objet des préconisations constructives décrites ci-dessus. Les modifications éventuelles conduisent en effet à une nouvelle construction et sortent du champ d'application du guide. Il peut s'agir :

- de démolition partielle ou totale des panneaux de contreventement ;
- de démolition partielle ou totale de planchers ;
- de transformation de combles non aménagés en étages habitables ;
- de rajout de citernes ou bassins ;
- de surélévations partielles ou totales d'un ou plusieurs niveaux.

Les dispositions constructives préconisées dans cette étude reposent sur des solutions types et résultent de dimensionnements forfaitaires. De ce point de vue, **des études particulières restent toujours envisageables lorsqu'elles sont effectuées par des bureaux d'études spécialisés.** Ces études pourront alors reposer sur des hypothèses moins pénalisantes et plus précises que celles retenues dans le présent document. Ceci permettra un dimensionnement adapté à un projet architectural particulier (emprise au sol non rectangulaire, élévation du bâtiment irrégulière, utilisation des matériaux avec les propriétés différentes que celles présentées dans ce guide, etc.).

Le renforcement des bâtiments existants n'est pas abordé dans le cadre de ce guide.

Les combinaisons de l'action d'aléa fontis avec les autres actions comme le vent ou le séisme ne sont pas à prendre en compte, du fait du caractère accidentel de la situation de projet.

Il est rappelé (voir § 1.2. - Contenu de l'étude), que la présente étude examine les cas où les diamètres de fontis n'excèdent pas 5 mètres. Au-delà de cette limite, le comportement des ouvrages est très fortement tributaire des dispositions particulières adoptées pour la construction et très sensible aux dimensions des fontis. De ce fait, lorsque les diamètres de fontis susceptibles de se produire dépassent 5 mètres, les dispositions du présent guide ne sont plus applicables et il devient nécessaire de faire procéder, par un bureau d'études spécialisé, à une étude particulière de l'ouvrage concerné vis-à-vis des diamètres de fontis attendus.

---

## 5 - BIBLIOGRAPHIE

---

- [1] Henry Thonier, *Conception et calcul des structures de bâtiment, formulaires.*: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.
- [2] Henry Thonier, *Le projet de béton armé et annexe Eurocode 2.*: Fédération Française du Bâtiment, 2005.
- [3] AFNOR, *NF EN 1991 - Actions sur les structures.*
- [4] AFNOR, *NF EN 1992 - Calcul des structures en béton.*
- [5] AFNOR, *NF EN 1996 - Calcul des ouvrages en maçonnerie.*
- [6] AFNOR, *NF EN 1998 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.*
- [7] INERIS, "L'élaboration des Plans de Prévention des Risques Miniers. Guide méthodologique.," 2011.
- [8] Roger Frank, "Fondations profondes," *Technique de l'Ingénieur*, vol. traité Constructions.
- [9] GEODERIS, "Sainte-Etienne. Analyse du désordre minier de la fendu Jean N°2. Site du restaurant Mc Donald's," 2009.
- [10] GEODERIS-CSTB, "Etude de la vulnérabilité du bâti français vis-à-vis des effets de fontis," 2011.

---

## ANNEXE 1 - HYPOTHESES DE CALCUL DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

---

### Annexe 1.1 - Charges prises en compte

Charges permanentes	Totalité dont	$g$	8.75	$kN/m^2$
	Poids brut maximal du plancher, y compris dalle		4.5	$kN/m^2$
	Cloisons		1	$kN/m^2$
	Revêtements de sol/plafonds		0.75	$kN/m^2$
	Poids des murs /plancher		2.5	$kN/m^2$
Charge d'exploitation		$q$	1.5	$kN/m^2$
Toiture	lourde	$g_t$	6	$kN/m^2$
	légère		2.3	$kN/m^2$

### Annexe 1.2 - Matériaux

<b>Maçonnerie</b>	Masse volumique	$\rho_m$	2200	$kg/m^3$
	Résistance au cisaillement	$f_{vk0}$	0.2	$MPa$
	Résistance en compression	$f_k$	1.84	$MPa$
	Coefficient partiel	$\gamma_M$	2.2	
<b>Béton</b>	Masse volumique	$\rho_c$	2500	$kg/m^3$
	Résistance au cisaillement	$f_{vd}$	1.8	$MPa$
	Résistance en compression	$f_{ck}$	25	$MPa$
	Coefficient partiel	$\gamma_C$	1.5	
<b>Acier</b>	Résistance caractéristique	$f_{yk}$	500	$MPa$
	Coefficient partiel	$\gamma_s$	1	
	Résistance de calcul	$f_{yd}$	500	$MPa$

### Annexe 1.3 - Données géométriques :

Les tableaux de références sont donnés pour des hauteurs d'étage de 3 mètres et pour des murs dont l'épaisseur vaut 20 cm.

---

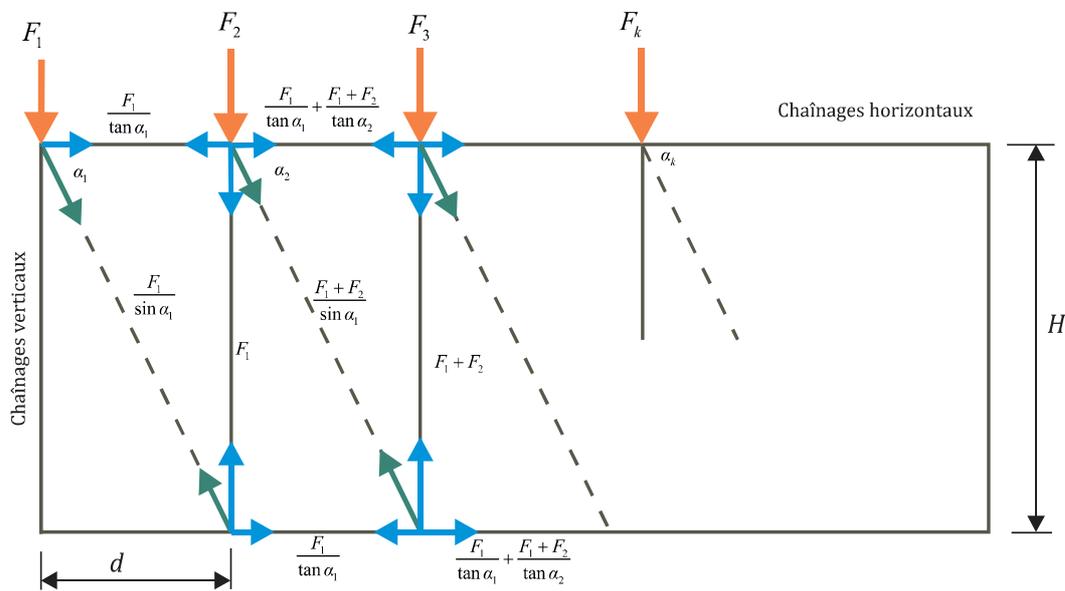
## ANNEXE 2 - SCHEMA DES BIELLES-TIRANTS POUR LES MAÇONNERIES OU VOILES EN BETON NON ARME OU FAIBLEMENT ARME

---

### Annexe 2.1 - Transmission des charges

Ce schéma est appliqué principalement pour un mur dans le cas où le fontis est en angle. Les charges en tête du mur sont divisées en plusieurs charges concentrées équivalentes  $F_1, F_2, \dots$  à l'aplomb des chaînages verticaux.

Le schéma des bielles-tirants consiste à faire travailler les chaînages en traction (tirants) et la maçonnerie en compression (bielles). Avec les efforts dans les bielles et les tirants, on peut dimensionner les blocs de maçonnerie et les chaînages.



**Figure 5.1: Transmission des charges entre bielles et tirants**

L'angle maximal d'inclinaison des bielles est de  $60^\circ$  dans les blocs de maçonnerie (EC6) et de  $45^\circ$  dans les murs en béton (EC2). La largeur des bielles est déterminée par le point C dans la figure 5.2 où AC vaut  $1/3$  de la dimension perpendiculaire à la force d'application. Cette largeur vaut :

$$b_{bk} = \frac{H}{3 \sin \alpha_k \tan \alpha_k}$$

L'effort dans le chaînage horizontal supérieur du  $k^e$  panneau :

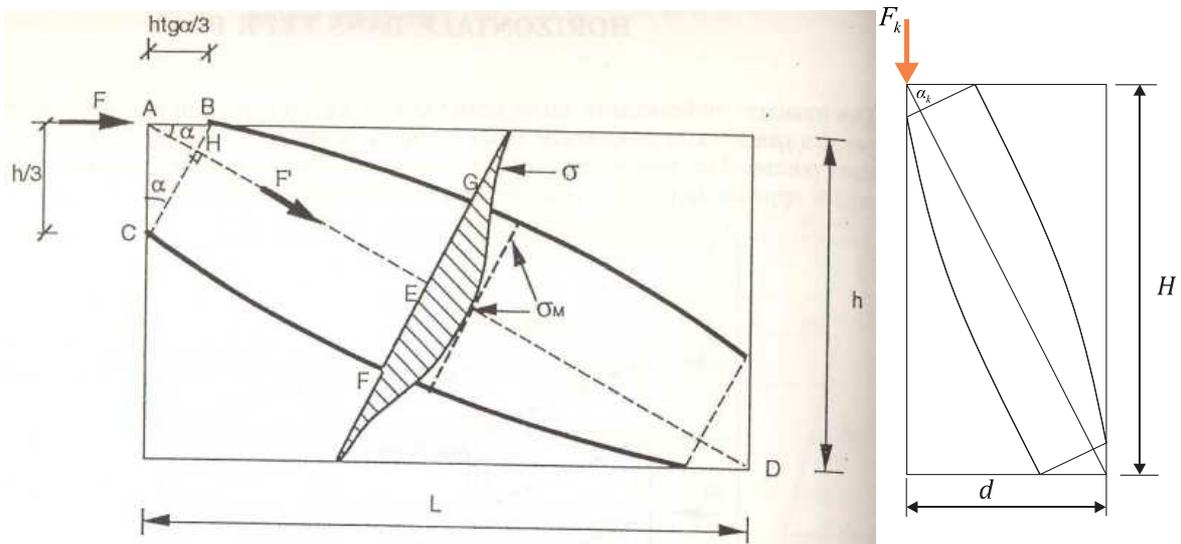
$$F_{CH,k} = \frac{F_1}{\tan \alpha_1} + \frac{F_1 + F_2}{\tan \alpha_2} + \dots + \frac{F_1 + F_2 + \dots + F_k}{\tan \alpha_k}$$

L'effort dans le chaînage vertical à droite du  $k^e$  panneau :

$$F_{CV,k} = F_1 + F_2 + \dots + F_k$$

L'effort dans la  $k^e$  bielle :

$$F_{bielle,k} = \frac{F_{CV,k}}{\sin \alpha_k}$$



**Figure 5.2: Détermination de la largeur de la bielle (Henri Thonier, Tome 3)**

La contrainte de compression dans les bielles ne doit pas dépasser la résistance de calcul du mur :

Pour les maçonneries :

$$\sigma_m \leq \sigma_{Rdmax} = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Le coefficient partiel  $\gamma_M$  est pris dans le tableau du paragraphe 2.4.3 (1) de l'EC6.

Pour le béton :

$$\sigma_c \leq \sigma_{Rdmax} = 0.6v' f_{cd} \quad (\text{EC2 paragraphe 6.5.2 (2)})$$

Avec  $v' = 1 - f_{ck}/250$  .

## **Annexe 2.2 - Détermination de la section d'acier nécessaire pour les chaînages**

Les sections d'acier des chaînages horizontaux et verticaux sont calculées sur la base des efforts de traction agissant dans le dernier cadre qui atteint le sol d'assise. Dans le cas où tous les angles  $\alpha_i$  sont égaux à  $\alpha$ , le nombre  $k$  peut être déterminé en prenant le nombre entier minimal qui est supérieur à la valeur :

$$\frac{\Phi_{fontis}}{d}$$

## ANNEXE 3 - ARMATURES MINIMALES POUR LES CHAINAGES

Les valeurs présentées dans les tableaux sont les sections d'armatures minimales. L'unité est le cm<sup>2</sup>.

Les cases bleutées des tableaux correspondent aux cas pour lesquels les sections d'armatures dépassent les valeurs habituellement disposées dans les éléments concernés. Ces cas doivent conduire à revoir la conception même de la structure (ajout de murs, allongement des murs courts, etc.).

Quelques sections préalablement calculées :

Section	4HA8	4HA12	4HA14	8HA14
As [cm <sup>2</sup> ]	2,01	4,52	6,16	12,32

### Annexe 3.1 - Murs en maçonnerie (max 4HA12)

N=1	Diamètre [m]	CHAINAGE VERTICAL MINIMAL								CHAINAGE HORIZONTAL MINIMAL							
		Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	4HA8	4HA10	4HA10	4HA12	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA12	4HA12		4HA8	4HA8	4HA8	4HA10
	6%	4HA8	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA12	4HA12		4HA8	4HA8	4HA8	4HA10
	7%	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10	4HA10		4HA8	4HA8	4HA8	4HA10
	8%	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10	4HA10		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
	9%	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10	4HA10	4HA12	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
	10%	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10	4HA10	4HA12	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
	11%	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
	12%	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA12	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

N=2	Diamètre [m]	CHAINAGE VERTICAL MINIMAL								CHAINAGE HORIZONTAL MINIMAL							
		Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	4HA12				4HA12								4HA12			
	6%	4HA12				4HA10	4HA12	4HA12		4HA12				4HA12			
	7%	4HA10				4HA10	4HA12	4HA12		4HA12				4HA10			
	8%	4HA10	4HA12	4HA12		4HA10	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12				4HA10			
	9%	4HA10	4HA12	4HA12		4HA8	4HA10	4HA10	4HA12	4HA10				4HA10			
	10%	4HA10	4HA12	4HA12		4HA8	4HA10	4HA10	4HA12	4HA10				4HA8	4HA12	4HA12	
	11%	4HA8	4HA10	4HA10	4HA12	4HA8	4HA10	4HA10	4HA12	4HA10				4HA8	4HA12	4HA12	
	12%	4HA8	4HA10	4HA10	4HA12	4HA8	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10				4HA8	4HA12	4HA12	

N=3	Diamètre [m]	CHAINAGE VERTICAL MINIMAL								CHAINAGE HORIZONTAL MINIMAL							
		Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%																
	6%																
	7%					4HA12											
	8%	4HA12				4HA12								4HA12			
	9%	4HA12				4HA12								4HA12			
	10%	4HA12				4HA10				4HA12				4HA12			
	11%	4HA10				4HA10	4HA12	4HA12		4HA12				4HA12			
	12%	4HA10	4HA12	4HA12		4HA10	4HA12	4HA12		4HA12				4HA10			

### Annexe 3.2 - Murs en béton (max 4HA14)

N=1	CHAINAGE VERTICAL MINIMAL								CHAINAGE HORIZONTAL MINIMAL								
	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
	6%	4HA8	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
	7%	4HA8	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
	8%	4HA8	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
	9%	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
	10%	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
	11%	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
	12%	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

N=2	CHAINAGE VERTICAL MINIMAL								CHAINAGE HORIZONTAL MINIMAL								
	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	4HA10				4HA10	4HA14	4HA14	4HA14	4HA10				4HA8			
	6%	4HA10				4HA8	4HA14	4HA14	4HA14	4HA10				4HA8			
	7%	4HA10	4HA14	4HA14	4HA14	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8				4HA8	4HA14	4HA14	4HA14
	8%	4HA8	4HA14	4HA14	4HA14	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8				4HA8	4HA14	4HA14	4HA14
	9%	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8	4HA14	4HA14	4HA14	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12
	10%	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8	4HA14	4HA14	4HA14	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12
	11%	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA14	4HA14	4HA14	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12
	12%	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12	4HA8	4HA12	4HA12	4HA12

N=3	CHAINAGE VERTICAL MINIMAL								CHAINAGE HORIZONTAL MINIMAL								
	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	4HA12				4HA12				4HA12				4HA12			
	6%	4HA12				4HA12				4HA12				4HA10			
	7%	4HA12				4HA10				4HA10				4HA10			
	8%	4HA10				4HA10				4HA10				4HA10			
	9%	4HA10				4HA10	4HA14	4HA14	4HA14	4HA10				4HA8			
	10%	4HA10				4HA10	4HA14	4HA14	4HA14	4HA10				4HA8			
	11%	4HA10	4HA14	4HA14	4HA14	4HA8	4HA14	4HA14	4HA14	4HA10				4HA8			
	12%	4HA8	4HA14	4HA14	4HA14	4HA8	4HA14	4HA14	4HA14	4HA8				4HA8	4HA14	4HA14	4HA14

## ANNEXE 4 - ARMATURES MINIMALES POUR LES SEMELLES DE FONDATIONS

Armature maximale d'un lit : 8HA14

Quelques sections préalablement calculées :

Section	4HA6	4HA8	4HA12	4HA14	8HA14
As [cm <sup>2</sup> ]	1,13	2,01	4,52	6,16	12,32

### Annexe 4.1 - Murs de soubassement en béton (âme de la section des fondations)

#### Annexe 4.1.1 - Murs longs

		ZONE CENTRALE								ZONE EXTRÊME							
		ARMATURE SUPERIEURE															
<b>N<sub>i=1</sub></b>	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,12	0,31	0,63	1,12	0,10	0,27	0,57	1,02	2,71	6,19	11,21		2,71	6,19	11,21	
	6%	0,11	0,30	0,62	1,09	0,10	0,27	0,57	1,01	2,28	5,18	9,36		2,28	5,18	9,36	
	7%	0,11	0,30	0,61	1,08	0,10	0,27	0,57	1,01	1,97	4,47	8,06		1,97	4,47	8,06	
	8%	0,11	0,29	0,60	1,07	0,10	0,27	0,57	1,01	1,74	3,94	7,10	11,27	1,74	3,94	7,10	11,27
	9%	0,11	0,29	0,60	1,06	0,10	0,27	0,56	1,01	1,56	3,53	6,35	10,06	1,56	3,53	6,35	10,06
	10%	0,11	0,29	0,59	1,05	0,10	0,27	0,56	1,01	1,42	3,21	5,76	9,11	1,42	3,21	5,76	9,11
	11%	0,11	0,29	0,59	1,05	0,10	0,27	0,56	1,01	1,30	2,94	5,27	8,33	1,30	2,94	5,27	8,33
12%	0,11	0,29	0,59	1,05	0,10	0,27	0,56	1,01	1,20	2,72	4,87	7,69	1,20	2,72	4,87	7,69	
		ARMATURE INFÉRIEURE															
<b>N<sub>i=1</sub></b>	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,18	0,47	0,96	1,69	0,15	0,41	0,86	1,54	2,76	6,43	12,10		2,76	6,43	12,10	
	6%	0,17	0,46	0,94	1,66	0,15	0,41	0,86	1,54	2,31	5,35	9,96		2,31	5,35	9,96	
	7%	0,17	0,45	0,92	1,64	0,15	0,41	0,85	1,53	1,99	4,60	8,49		1,99	4,60	8,49	
	8%	0,17	0,44	0,91	1,62	0,15	0,41	0,85	1,53	1,76	4,04	7,42	12,17	1,76	4,04	7,42	12,17
	9%	0,16	0,44	0,90	1,61	0,15	0,41	0,85	1,53	1,57	3,61	6,60	10,76	1,57	3,61	6,60	10,76
	10%	0,16	0,43	0,90	1,60	0,15	0,41	0,85	1,53	1,43	3,27	5,96	9,67	1,43	3,27	5,96	9,67
	11%	0,16	0,43	0,89	1,59	0,15	0,41	0,85	1,53	1,31	2,99	5,44	8,79	1,31	2,99	5,44	8,79
12%	0,16	0,43	0,89	1,59	0,15	0,41	0,85	1,53	1,21	2,76	5,01	8,07	1,21	2,76	5,01	8,07	
		ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)															
<b>N<sub>i=1</sub></b>	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,00	0,01	0,08	0,15	0,00	0,00	0,03	0,10	0,26	0,48	0,48	0,70	0,05	0,14	0,14	0,23
	6%	0,00	0,01	0,08	0,15	0,00	0,00	0,03	0,10	0,20	0,39	0,39	0,58	0,03	0,10	0,10	0,18
	7%	0,00	0,01	0,08	0,15	0,00	0,00	0,03	0,10	0,17	0,32	0,32	0,48	0,02	0,08	0,08	0,14
	8%	0,00	0,01	0,08	0,15	0,00	0,00	0,03	0,10	0,14	0,27	0,27	0,41	0,01	0,06	0,06	0,11
	9%	0,00	0,01	0,08	0,15	0,00	0,00	0,03	0,10	0,11	0,24	0,24	0,36	0,00	0,05	0,05	0,09
	10%	0,00	0,01	0,08	0,15	0,00	0,00	0,03	0,10	0,09	0,20	0,20	0,32	0,00	0,03	0,03	0,08
	11%	0,00	0,01	0,08	0,15	0,00	0,00	0,03	0,10	0,08	0,18	0,18	0,28	0,00	0,02	0,02	0,06
12%	0,00	0,01	0,08	0,15	0,00	0,00	0,03	0,10	0,07	0,16	0,16	0,25	0,00	0,02	0,02	0,05	

		ZONE CENTRALE								ZONE EXTRÊME							
ARMATURE SUPERIEURE																	
N=2	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,26	0,63	4,80	7,58	0,18	0,46	0,89	6,49	2,71	6,19	11,21		2,71	6,19	11,21	
	6%	0,22	0,55	1,05	6,35	0,17	0,42	0,82	1,42	2,28	5,18	9,36		2,28	5,18	9,36	
	7%	0,20	0,50	0,96	5,48	0,15	0,39	0,78	1,34	1,97	4,47	8,06		1,97	4,47	8,06	
	8%	0,18	0,46	0,90	1,54	0,15	0,37	0,75	1,29	1,74	3,94	7,10	11,27	1,74	3,94	7,10	11,27
	9%	0,17	0,43	0,85	1,46	0,14	0,36	0,72	1,26	1,56	3,53	6,35	10,06	1,56	3,53	6,35	10,06
	10%	0,16	0,41	0,82	1,41	0,14	0,35	0,70	1,23	1,42	3,21	5,76	9,11	1,42	3,21	5,76	9,11
	11%	0,16	0,40	0,79	1,36	0,13	0,34	0,69	1,20	1,30	2,94	5,27	8,33	1,30	2,94	5,27	8,33
	12%	0,15	0,39	0,77	1,33	0,13	0,34	0,68	1,19	1,20	2,72	4,87	7,69	1,20	2,72	4,87	7,69
ARMATURE INFERIEURE																	
N=2	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,39	0,95	7,60		0,27	0,69	1,35	10,53	2,76	6,43	12,10		2,76	6,43	12,10	
	6%	0,33	0,82	1,60	10,27	0,25	0,63	1,25	2,16	2,31	5,35	9,96		2,31	5,35	9,96	
	7%	0,30	0,75	1,46	8,76	0,23	0,59	1,18	2,05	1,99	4,60	8,49		1,99	4,60	8,49	
	8%	0,28	0,69	1,36	2,34	0,22	0,56	1,13	1,97	1,76	4,04	7,42	12,17	1,76	4,04	7,42	12,17
	9%	0,26	0,65	1,29	2,23	0,21	0,54	1,09	1,91	1,57	3,61	6,60	10,76	1,57	3,61	6,60	10,76
	10%	0,25	0,63	1,24	2,14	0,20	0,53	1,06	1,86	1,43	3,27	5,96	9,67	1,43	3,27	5,96	9,67
	11%	0,24	0,60	1,20	2,08	0,20	0,51	1,04	1,83	1,31	2,99	5,44	8,79	1,31	2,99	5,44	8,79
	12%	0,23	0,58	1,16	2,02	0,19	0,50	1,02	1,80	1,21	2,76	5,01	8,07	1,21	2,76	5,01	8,07
ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)																	
N=2	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,01	0,10			0,00	0,07	0,15		0,79				0,59	1,03	1,03	
	6%	0,01	0,10	0,20		0,00	0,07	0,15	0,24	0,65	1,13	1,13		0,48	0,84	0,84	
	7%	0,01	0,10	0,20	1,06	0,00	0,07	0,15	0,24	0,55	0,96	0,96		0,40	0,71	0,71	1,03
	8%	0,01	0,10	0,20	0,30	0,00	0,07	0,15	0,24	0,47	0,83	0,83		0,34	0,61	0,61	0,89
	9%	0,01	0,10	0,20	0,30	0,00	0,07	0,15	0,24	0,41	0,73	0,73	1,05	0,29	0,54	0,54	0,78
	10%	0,01	0,10	0,20	0,30	0,00	0,07	0,15	0,24	0,36	0,65	0,65	0,94	0,26	0,48	0,48	0,70
	11%	0,01	0,10	0,20	0,30	0,00	0,07	0,15	0,24	0,32	0,58	0,58	0,85	0,23	0,43	0,43	0,63
	12%	0,01	0,10	0,20	0,30	0,00	0,07	0,15	0,24	0,29	0,53	0,53	0,77	0,20	0,39	0,39	0,57
ZONE CENTRALE																	
ARMATURE SUPERIEURE																	
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,68	3,66	6,58	10,43	0,46	3,28	5,89	9,32	2,71	6,19	11,21		2,71	6,19	11,21	
	6%	0,51	1,20	5,50	8,70	0,37	0,88	4,93	7,78	2,28	5,18	9,36		2,28	5,18	9,36	
	7%	0,42	0,99	4,73	7,47	0,31	0,75	4,25	6,70	1,97	4,47	8,06		1,97	4,47	8,06	
	8%	0,36	0,86	4,16	6,57	0,28	0,67	1,27	5,89	1,74	3,94	7,10	11,27	1,74	3,94	7,10	11,27
	9%	0,32	0,77	1,44	5,86	0,25	0,61	1,17	5,27	1,56	3,53	6,35	10,06	1,56	3,53	6,35	10,06
	10%	0,29	0,70	1,33	5,30	0,23	0,57	1,09	4,77	1,42	3,21	5,76	9,11	1,42	3,21	5,76	9,11
	11%	0,27	0,65	1,24	4,85	0,22	0,53	1,03	1,74	1,30	2,94	5,27	8,33	1,30	2,94	5,27	8,33
	12%	0,25	0,61	1,16	4,47	0,20	0,51	0,98	1,66	1,20	2,72	4,87	7,69	1,20	2,72	4,87	7,69
ARMATURE INFERIEURE																	
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	1,02	5,72	10,68		0,70	5,10	9,47		2,76	6,43	12,10		2,76	6,43	12,10	
	6%	0,77	1,82	8,80		0,56	1,33	7,82		2,31	5,35	9,96		2,31	5,35	9,96	
	7%	0,63	1,50	7,50	12,30	0,47	1,14	6,69	10,90	1,99	4,60	8,49		1,99	4,60	8,49	
	8%	0,54	1,30	6,55	10,66	0,42	1,01	1,93	9,48	1,76	4,04	7,42	12,17	1,76	4,04	7,42	12,17
	9%	0,48	1,16	2,20	9,43	0,38	0,92	1,77	8,40	1,57	3,61	6,60	10,76	1,57	3,61	6,60	10,76
	10%	0,44	1,06	2,02	8,46	0,35	0,86	1,65	7,56	1,43	3,27	5,96	9,67	1,43	3,27	5,96	9,67
	11%	0,40	0,98	1,88	7,69	0,33	0,80	1,56	2,66	1,31	2,99	5,44	8,79	1,31	2,99	5,44	8,79
	12%	0,38	0,92	1,77	7,05	0,31	0,76	1,49	2,54	1,21	2,76	5,01	8,07	1,21	2,76	5,01	8,07
ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)																	
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,07				0,05	1,07							1,12			
	6%	0,07	0,19			0,05	0,16			1,09				0,92			
	7%	0,07	0,19			0,05	0,16	1,03		0,93				0,78			
	8%	0,07	0,19	1,01		0,05	0,16	0,27		0,80				0,67			
	9%	0,07	0,19	0,31		0,05	0,16	0,27	1,01	0,70				0,59	1,03	1,03	
	10%	0,07	0,19	0,31	1,02	0,05	0,16	0,27	0,91	0,63	1,09	1,09		0,52	0,92	0,92	
	11%	0,07	0,19	0,31	0,92	0,05	0,16	0,27	0,39	0,56	0,99	0,99		0,47	0,83	0,83	
	12%	0,07	0,19	0,31	0,84	0,05	0,16	0,27	0,39	0,51	0,90	0,90		0,42	0,76	0,76	1,09

Annexe 4.1.2 - Murs courts

ARMATURE SUPERIEURE									
N=1	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	4,59	10,57			3,57	8,18		
	6%	3,88	8,89			3,03	6,92		
	7%	3,37	7,70			2,65	6,03	10,93	
	8%	2,99	6,82			2,36	5,37	9,70	
	9%	2,69	6,14	11,12		2,14	4,85	8,76	
	10%	2,46	5,60	10,12		1,96	4,44	8,01	
	11%	2,27	5,15	9,31		1,81	4,11	7,39	11,75
	12%	2,11	4,79	8,63		1,69	3,83	6,89	10,93
ARMATURE INFERIEURE									
N=1	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	4,72	11,35			3,65	8,62		
	6%	3,97	9,42			3,09	7,23		
	7%	3,44	8,09			2,69	6,26	11,77	
	8%	3,04	7,12			2,39	5,55	10,34	
	9%	2,74	6,38	12,00		2,16	5,00	9,27	
	10%	2,49	5,79	10,83		1,98	4,56	8,43	
	11%	2,30	5,32	9,89		1,83	4,21	7,75	
	12%	2,13	4,93	9,13		1,70	3,92	7,19	11,77
ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)									
N=1	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,26	0,48	0,48	0,70	0,05	0,14	0,14	0,23
	6%	0,20	0,39	0,39	0,58	0,03	0,10	0,10	0,18
	7%	0,17	0,32	0,32	0,48	0,02	0,08	0,08	0,14
	8%	0,14	0,27	0,27	0,41	0,01	0,06	0,06	0,11
	9%	0,11	0,24	0,24	0,36	0,00	0,05	0,05	0,09
	10%	0,09	0,20	0,20	0,32	0,00	0,03	0,03	0,08
	11%	0,08	0,18	0,18	0,28	0,00	0,02	0,02	0,06
	12%	0,07	0,16	0,16	0,25	0,00	0,02	0,02	0,05
ARMATURE SUPERIEURE									
N=2	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	7,26				6,23			
	6%	6,09				5,23	12,08		
	7%	5,25	12,14			4,52	10,41		
	8%	4,63	10,66			3,99	9,17		
	9%	4,15	9,53			3,59	8,21		
	10%	3,77	8,63			3,26	7,45		
	11%	3,45	7,90			2,99	6,83		
	12%	3,19	7,29			2,77	6,32	11,46	
ARMATURE INFERIEURE									
N=2	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	7,60				6,47			
	6%	6,32				5,40			
	7%	5,42				4,65	11,16		
	8%	4,76	11,46			4,09	9,73		
	9%	4,25	10,15			3,66	8,65		
	10%	3,85	9,13			3,32	7,81		
	11%	3,52	8,31			3,05	7,13		
	12%	3,25	7,64			2,82	6,57		
ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)									
N=2	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,79				0,59	1,03	1,03	
	6%	0,65	1,13	1,13		0,48	0,84	0,84	
	7%	0,55	0,96	0,96		0,40	0,71	0,71	1,03
	8%	0,47	0,83	0,83		0,34	0,61	0,61	0,89
	9%	0,41	0,73	0,73	1,05	0,29	0,54	0,54	0,78
	10%	0,36	0,65	0,65	0,94	0,26	0,48	0,48	0,70
	11%	0,32	0,58	0,58	0,85	0,23	0,43	0,43	0,63
	12%	0,29	0,53	0,53	0,77	0,20	0,39	0,39	0,57

ARMATURE SUPERIEURE									
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	9,99				8,93			
	6%	8,34				7,46			
	7%	7,17				6,42			
	8%	6,30				5,65			
	9%	5,62				5,05	11,66		
	10%	5,09	11,74			4,58	10,53		
	11%	4,65	10,71			4,19	9,62		
	12%	4,29	9,85			3,86	8,86		
ARMATURE INFERIEURE									
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	10,68				9,47			
	6%	8,80				7,82			
	7%	7,50				6,69			
	8%	6,55				5,85			
	9%	5,82				5,21			
	10%	5,25				4,70	11,30		
	11%	4,78	11,51			4,29	10,24		
	12%	4,40	10,52			3,95	9,38		
ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)									
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%					1,12			
	6%	1,09				0,92			
	7%	0,93				0,78			
	8%	0,80				0,67			
	9%	0,70				0,59	1,03	1,03	
	10%	0,63	1,09	1,09		0,52	0,92	0,92	
	11%	0,56	0,99	0,99		0,47	0,83	0,83	
	12%	0,51	0,90	0,90		0,42	0,76	0,76	1,09

## Annexe 4.2 - Murs de soubassement en maçonnerie

### Annexe 4.2.1 - Murs longs

		ZONE CENTRALE								ZONE EXTRÊME							
		ARMATURE SUPERIEURE															
N=1	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,36	0,94	1,94	3,47	0,31	0,83	1,74	3,15	8,95				8,95			
	6%	0,34	0,92	1,89	3,40	0,31	0,83	1,73	3,14	7,39				7,39			
	7%	0,34	0,90	1,86	3,35	0,31	0,83	1,73	3,13	6,31				6,31			
	8%	0,33	0,89	1,84	3,32	0,30	0,82	1,73	3,13	5,52				5,52			
	9%	0,33	0,88	1,83	3,29	0,30	0,82	1,72	3,13	4,92	12,09			4,92	12,09		
	10%	0,33	0,87	1,81	3,27	0,30	0,82	1,72	3,12	4,44	10,80			4,44	10,80		
	11%	0,32	0,87	1,80	3,25	0,30	0,82	1,72	3,12	4,06	9,78			4,06	9,78		
	12%	0,32	0,86	1,80	3,24	0,30	0,82	1,72	3,12	3,74	8,96			3,74	8,96		
		ARMATURE INFÉRIEURE															
N=1	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,53	1,42	2,94	5,32	0,46	1,25	2,63	4,81	8,95				8,95			
	6%	0,52	1,38	2,87	5,21	0,46	1,25	2,63	4,80	7,39				7,39			
	7%	0,51	1,36	2,83	5,13	0,46	1,25	2,62	4,79	6,31				6,31			
	8%	0,50	1,34	2,80	5,08	0,46	1,24	2,62	4,78	5,52				5,52			
	9%	0,49	1,33	2,77	5,04	0,46	1,24	2,61	4,78	4,92	12,09			4,92	12,09		
	10%	0,49	1,32	2,75	5,01	0,46	1,24	2,61	4,77	4,44	10,80			4,44	10,80		
	11%	0,49	1,31	2,73	4,98	0,46	1,24	2,61	4,77	4,06	9,78			4,06	9,78		
	12%	0,48	1,30	2,72	4,96	0,45	1,24	2,61	4,77	3,74	8,96			3,74	8,96		
		ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)															
N=1	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,02	0,13	0,25	0,38	0,00	0,07	0,16	0,28	0,58	0,98	0,98		0,21	0,36	0,36	0,51
	6%	0,02	0,13	0,25	0,38	0,00	0,07	0,16	0,28	0,48	0,81	0,81		0,17	0,29	0,29	0,42
	7%	0,02	0,13	0,25	0,38	0,00	0,07	0,16	0,28	0,40	0,69	0,69	0,98	0,14	0,25	0,25	0,36
	8%	0,02	0,13	0,25	0,38	0,00	0,07	0,16	0,28	0,35	0,60	0,60	0,85	0,12	0,21	0,21	0,31
	9%	0,02	0,13	0,25	0,38	0,00	0,07	0,16	0,28	0,31	0,53	0,53	0,75	0,10	0,19	0,19	0,27
	10%	0,02	0,13	0,25	0,38	0,00	0,07	0,16	0,28	0,28	0,48	0,48	0,68	0,09	0,17	0,17	0,24
	11%	0,02	0,13	0,25	0,38	0,00	0,07	0,16	0,28	0,25	0,43	0,43	0,61	0,08	0,15	0,15	0,22
	12%	0,02	0,13	0,25	0,38	0,00	0,07	0,16	0,28	0,23	0,39	0,39	0,56	0,07	0,14	0,14	0,20

		ZONE CENTRALE								ZONE EXTRÊME							
		ARMATURE SUPERIEURE															
N=2	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,78	1,92			0,55	1,39	2,76		8,95				8,95			
	6%	0,67	1,67	3,27		0,50	1,27	2,54	4,45	7,39				7,39			
	7%	0,60	1,51	2,98		0,46	1,19	2,39	4,21	6,31				6,31			
	8%	0,56	1,40	2,78	4,84	0,44	1,14	2,29	4,05	5,52				5,52			
	9%	0,52	1,32	2,63	4,60	0,42	1,09	2,22	3,92	4,92	12,09			4,92	12,09		
	10%	0,50	1,26	2,52	4,42	0,41	1,06	2,16	3,83	4,44	10,80			4,44	10,80		
	11%	0,47	1,21	2,43	4,28	0,40	1,04	2,11	3,75	4,06	9,78			4,06	9,78		
	12%	0,46	1,17	2,36	4,16	0,39	1,02	2,07	3,69	3,74	8,96			3,74	8,96		
		ARMATURE INFÉRIEURE															
N=2	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	1,18	2,91			0,83	2,10	4,21		8,95				8,95			
	6%	1,01	2,53	5,00		0,75	1,92	3,86	6,86	7,39				7,39			
	7%	0,91	2,28	4,55		0,70	1,80	3,64	6,49	6,31				6,31			
	8%	0,84	2,12	4,24	7,49	0,66	1,71	3,48	6,23	5,52				5,52			
	9%	0,78	2,00	4,01	7,11	0,64	1,65	3,37	6,03	4,92	12,09			4,92	12,09		
	10%	0,74	1,90	3,84	6,82	0,61	1,60	3,28	5,88	4,44	10,80			4,44	10,80		
	11%	0,71	1,83	3,70	6,59	0,60	1,56	3,21	5,76	4,06	9,78			4,06	9,78		
	12%	0,69	1,77	3,60	6,41	0,58	1,53	3,15	5,67	3,74	8,96			3,74	8,96		
		ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)															
N=2	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,13	0,29			0,09	0,23	0,38									
	6%	0,13	0,29	0,46		0,09	0,23	0,38	0,55					0,97			
	7%	0,13	0,29	0,46		0,09	0,23	0,38	0,55	1,09				0,82			
	8%	0,13	0,29	0,46	0,65	0,09	0,23	0,38	0,55	0,95				0,72			
	9%	0,13	0,29	0,46	0,65	0,09	0,23	0,38	0,55	0,84				0,64	1,08	1,08	
	10%	0,13	0,29	0,46	0,65	0,09	0,23	0,38	0,55	0,75				0,57	0,97	0,97	
	11%	0,13	0,29	0,46	0,65	0,09	0,23	0,38	0,55	0,68				0,52	0,88	0,88	
	12%	0,13	0,29	0,46	0,65	0,09	0,23	0,38	0,55	0,62	1,06	1,06		0,47	0,80	0,80	1,13

		ZONE CENTRALE								ZONE EXTRÊME							
		ARMATURE SUPERIEURE															
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	2,08				1,41	11,08			8,95				8,95			
	6%	1,56	3,73			1,12	2,71			7,39				7,39			
	7%	1,27	3,06			0,95	2,31			6,31				6,31			
	8%	1,09	2,64			0,84	2,05	3,97		5,52				5,52			
	9%	0,97	2,35	4,54		0,76	1,87	3,64		4,92	12,09			4,92	12,09		
	10%	0,88	2,14	4,15		0,70	1,73	3,38		4,44	10,80			4,44	10,80		
	11%	0,81	1,98	3,85		0,65	1,63	3,19	5,52	4,06	9,78			4,06	9,78		
	12%	0,76	1,86	3,62		0,62	1,54	3,04	5,27	3,74	8,96			3,74	8,96		
		ARMATURE INFERIEURE															
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	3,15				2,14				8,95				8,95			
	6%	2,36	5,73			1,69	4,13			7,39				7,39			
	7%	1,92	4,68			1,43	3,51			6,31				6,31			
	8%	1,65	4,02			1,26	3,11	6,11		5,52				5,52			
	9%	1,46	3,58	7,01		1,14	2,83	5,58		4,92	12,09			4,92	12,09		
	10%	1,32	3,26	6,39		1,05	2,62	5,18		4,44	10,80			4,44	10,80		
	11%	1,22	3,01	5,92		0,99	2,46	4,88	8,60	4,06	9,78			4,06	9,78		
	12%	1,14	2,82	5,56		0,93	2,33	4,64	8,19	3,74	8,96			3,74	8,96		
		ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)															
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,24				0,20											
	6%	0,24	0,45			0,20	0,39										
	7%	0,24	0,45			0,20	0,39										
	8%	0,24	0,45			0,20	0,39	0,59									
	9%	0,24	0,45	0,67		0,20	0,39	0,59									
	10%	0,24	0,45	0,67		0,20	0,39	0,59						1,05			
	11%	0,24	0,45	0,67		0,20	0,39	0,59	0,81	1,12				0,95			
	12%	0,24	0,45	0,67		0,20	0,39	0,59	0,81	1,02				0,87			

#### Annexe 4.2.2 - Murs courts

		ARMATURE SUPERIEURE															
N=1	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère											
		2	3	4	5	2	3	4	5								
Pourcentage des porteurs verticaux	5%					12,25											
	6%					10,14											
	7%	11,43				8,71											
	8%	9,97				7,67											
	9%	8,87				6,88											
	10%	8,02				6,26											
	11%	7,34				5,76											
	12%	6,78				5,35											
		ARMATURE INFERIEURE															
N=1	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère											
		2	3	4	5	2	3	4	5								
Pourcentage des porteurs verticaux	5%					12,25											
	6%					10,14											
	7%	11,43				8,71											
	8%	9,97				7,67											
	9%	8,87				6,88											
	10%	8,02				6,26											
	11%	7,34				5,76											
	12%	6,78				5,35											
		ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)															
N=1	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère											
		2	3	4	5	2	3	4	5								
Pourcentage des porteurs verticaux	5%	0,58	0,98	0,98		0,21	0,36	0,36	0,51								
	6%	0,48	0,81	0,81		0,17	0,29	0,29	0,42								
	7%	0,40	0,69	0,69	0,98	0,14	0,25	0,25	0,36								
	8%	0,35	0,60	0,60	0,85	0,12	0,21	0,21	0,31								
	9%	0,31	0,53	0,53	0,75	0,10	0,19	0,19	0,27								
	10%	0,28	0,48	0,48	0,68	0,09	0,17	0,17	0,24								
	11%	0,25	0,43	0,43	0,61	0,08	0,15	0,15	0,22								
	12%	0,23	0,39	0,39	0,56	0,07	0,14	0,14	0,20								

ARMATURE SUPERIEURE									
N=2	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%								
	6%								
	7%								
	8%								
	9%					12,29			
	10%					11,01			
	11%	11,76				9,99			
	12%	10,74				9,16			

ARMATURE INFERIEURE									
N=2	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%								
	6%								
	7%								
	8%								
	9%					12,29			
	10%					11,01			
	11%	11,76				9,99			
	12%	10,74				9,16			

ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)									
N=2	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%								
	6%					0,97			
	7%	1,09				0,82			
	8%	0,95				0,72			
	9%	0,84				0,64	1,08	1,08	
	10%	0,75				0,57	0,97	0,97	
	11%	0,68				0,52	0,88	0,88	
	12%	0,62	1,06	1,06		0,47	0,80	0,80	1,13

ARMATURE SUPERIEURE									
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%								
	6%								
	7%								
	8%								
	9%								
	10%								
	11%								
	12%								

ARMATURE INFERIEURE									
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%								
	6%								
	7%								
	8%								
	9%								
	10%								
	11%								
	12%								

ARMATURE TRANSVERSALE (espacement 10cm)									
N=3	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%								
	6%								
	7%								
	8%								
	9%								
	10%					1,05			
	11%	1,12				0,95			
	12%	1,02				0,87			