

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

**Demandeur de l'étude**

MEEDDM  
DGPR/SRT/SDRCP  
Bureau du sol et du sous-sol  
Arche de la Défense – Paroi Nord  
92055 LA DEFENSE

**Référence**

26029541

Auteur(s)	Vérificateur(s)	Version	Date
<i>Hong-Hai NGUYEN Ménad CHENAF</i>	<i>Jean-Vivien HECK</i>	<i>D</i>	<i>15/09/2011</i>
<b>Ménad CHENAF</b>	<b>Hong-Hai NGUYEN</b>	<b>E</b>	<b>29/10/2012</b>



**Département Sécurité, Structures et Feu**

Division Ingénierie de la Sécurité

☎ : 01.64.68.83.28

📠 : 01.64.68.85.23

@ : [mara.tan@cstb.fr](mailto:mara.tan@cstb.fr)

🌐 : <http://dssf.cstb.fr>

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

**CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT**

SIÈGE SOCIAL > 84 AVENUE JEAN JAURÈS | CHAMPS-SUR-MARNE | 77447 MARNE-LA-VALLÉE CEDEX 2

TÉL. (33) 01 64 68 82 82 | FAX. (33) 01 60 05 70 37 | SIRET 775 688 229 000 27 | [www.cstb.fr](http://www.cstb.fr)

ÉTABLISSEMENT PUBLIC À CARACTÈRE INDUSTRIEL ET COMMERCIAL | RCS MEAUX 775 688 229 | TVA FR 70 775 688 229

MARNE-LA-VALLÉE | PARIS | GRENOBLE | NANTES | SOPHIA-ANTIPOLIS

---

## SOMMAIRE

---

<b>1 - OBJET DE L'ÉTUDE .....</b>	<b>5</b>
1.1 - CONTEXTE ET OBJECTIFS.....	5
1.2 - CONTENU DE L'ÉTUDE .....	5
<b>2 - ÉLÉMENTS SUR LA SÉCURITÉ DU BÂTI. APPROCHE CODIFIÉE .....</b>	<b>6</b>
2.1 - STRUCTURES SIMPLES ET STRUCTURES COMPLEXES.....	7
2.2 - CRITÈRES DE RÉGULARITÉ DES STRUCTURES .....	8
2.2.1 - <i>Configuration en plan</i> .....	8
2.2.2 - <i>Configuration en élévation</i> .....	10
2.3 - STRATÉGIES ÉVENTUELLES À PRENDRE POUR ATTÉNUER LE RISQUE .....	11
<b>3 - DÉMARCHE GÉNÉRALE D'ANALYSE ET DE DIMENSIONNEMENT.....</b>	<b>12</b>
3.1 - ÉVALUATION DE L'ALÉA PAR RECONNAISSANCE DU SOL ET DU SOUS-SOL.....	12
3.2 - PRINCIPES GÉNÉRAUX DE CONCEPTION POUR LES OUVRAGES COMPLEXES.....	13
3.2.1 - <i>Prise en compte de l'action fontis dans la conception des ouvrages</i> .....	13
3.2.2 - <i>Fondations</i> .....	14
3.2.3 - <i>Murs</i> .....	17
3.2.4 - <i>Planchers</i> .....	19
3.2.5 - <i>Éléments non structuraux</i> .....	20
<b>4 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LES MAISONS RÉGULIÈRES.....</b>	<b>21</b>
4.1 - IMPLANTATIONS ET VOISINAGE .....	21
4.2 - MATÉRIAUX.....	22
4.2.1 - <i>Béton</i> .....	23
4.2.2 - <i>Aciers pour charpente métallique</i> .....	23
4.2.3 - <i>Éléments de maçonnerie</i> .....	23
4.2.4 - <i>Mortier de jointoiement</i> .....	24
4.3 - FORME ET DIMENSIONS.....	25
4.3.1 - <i>En plan</i> .....	25
4.3.2 - <i>En élévation</i> .....	25
4.3.3 - <i>Limite du nombre d'étages</i> .....	25
4.4 - MURS PORTEURS EN MAÇONNERIE OU EN BÉTON, MUNIS DE CHAÎNAGES.....	26
4.4.1 - <i>Murs en maçonnerie</i> .....	26
4.4.2 - <i>Murs en béton banché</i> .....	29
4.5 - FONDATIONS .....	30
4.5.1 - <i>Semelles filantes</i> .....	30
4.5.2 - <i>Cas de fondations sur pieux reposant sur un substratum résistant</i> .....	31
4.5.3 - <i>Cas de radiers</i> .....	34
4.5.4 - <i>Cas des dallages</i> .....	37
4.5.5 - <i>Murs de soubassement</i> .....	37

4.5.6 - Plancher bas ou sur vide sanitaire, en béton.....	38
4.6 - ÉLÉMENTS SECONDAIRES ET ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX .....	40
4.6.1 - Encadrement de baies.....	40
4.6.2 - Escaliers.....	40
4.6.3 - Conduits de fumée.....	41
4.6.4 - Cloisons de distribution .....	42
4.7 - LIMITES D'APPLICATION DE L'ÉTUDE.....	43
<b>5 - BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>45</b>

---

## 1 - OBJET DE L'ÉTUDE

---

### 1.1 - Contexte et objectifs

Les problèmes posés par les risques d'aléa fontis dans les bassins miniers ont conduit à définir des prescriptions pour le calcul et le dimensionnement des ouvrages de bâtiments, prescriptions à intégrer 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 - ÉLÉMENTS SUR LA SÉCURITÉ DU BÂTI. APPROCHE CODIFIÉE

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.

Afin d'avoir une idée plus précise des niveaux visés par les dispositions du présent guide, il est utile de définir les **niveaux d'endommagement** qu'une construction peut atteindre lorsqu'elle est soumise aux diverses actions appliquées :

En règle générale, on retient cinq niveaux d'endommagement, 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 dispositions constructives du présent document ont été calées de manière à limiter le niveau d'endommagement au niveau N3.**

## 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	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les maisons individuelles ne dépassant pas quatre niveaux.</li> <li>• Les bâtiments agricoles.</li> <li>• 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.</li> </ul>
2a Groupe à risque inférieur	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les maisons individuelles ne dépassant pas cinq niveaux.</li> <li>• Les hôtels ne dépassant pas quatre niveaux.</li> <li>• Les appartements et autres bâtiments résidentiels ne dépassant pas quatre niveaux.</li> <li>• Les immeubles de bureaux ne dépassant pas quatre niveaux.</li> <li>• Les bâtiments industriels ne dépassant pas trois niveaux.</li> <li>• 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.</li> <li>• Les bâtiments éducatifs à un seul niveau.</li> <li>• 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.</li> </ul>
2b Groupe à risque supérieur	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les hôtels, immeubles et autres bâtiments résidentiels de quatre niveaux au minimum et quinze au maximum.</li> <li>• Les bâtiments éducatifs entre un et quinze niveaux.</li> <li>• Les locaux de vente au détail compris entre trois et quinze niveaux.</li> <li>• Les hôpitaux ne dépassant pas trois niveaux.</li> <li>• Les immeubles de bureaux compris entre quatre et quinze niveaux.</li> <li>• 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.</li> <li>• Les parkings ne dépassant pas six niveaux.</li> </ul>
3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 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.</li> <li>• Tous les bâtiments ouverts à un large public.</li> <li>• Les stades recevant plus de 5 000 spectateurs.</li> <li>• Les bâtiments qui abritent des substances ou des procédés dangereux.</li> </ul>

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.

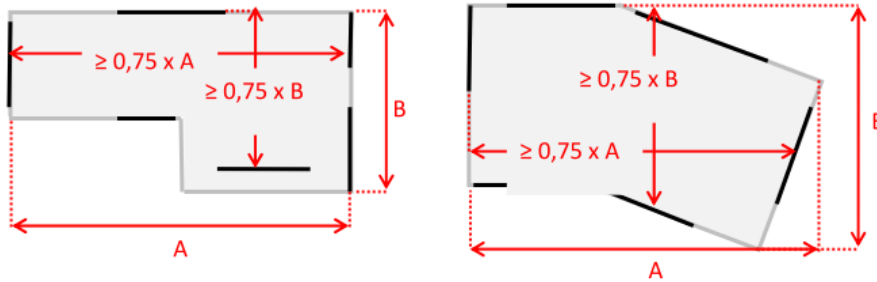
## 2.2 - Critères de régularité des structures

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 ».

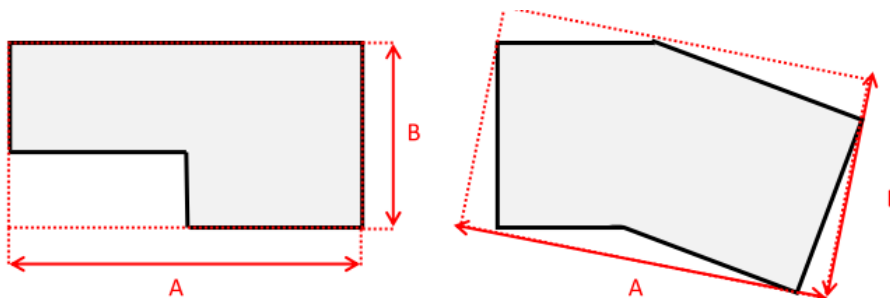
### 2.2.1 - Configuration en plan

- 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.



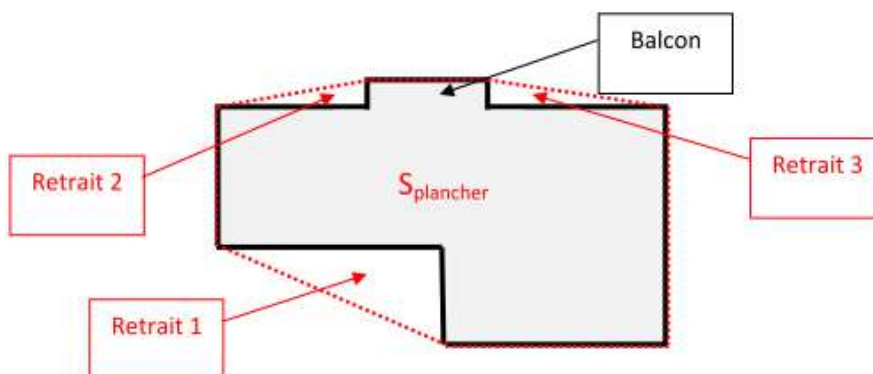


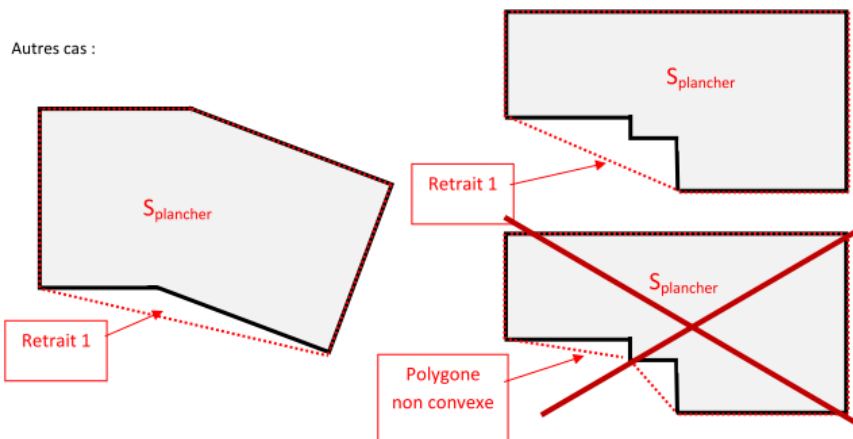
- La configuration en plan doit être compacte. La plus grande dimension ne doit pas dépasser deux fois la plus petite dimension ( $0.5 \leq A/B \leq 2$ ).



- 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,
  - 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.





- 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  $15^\circ$ .

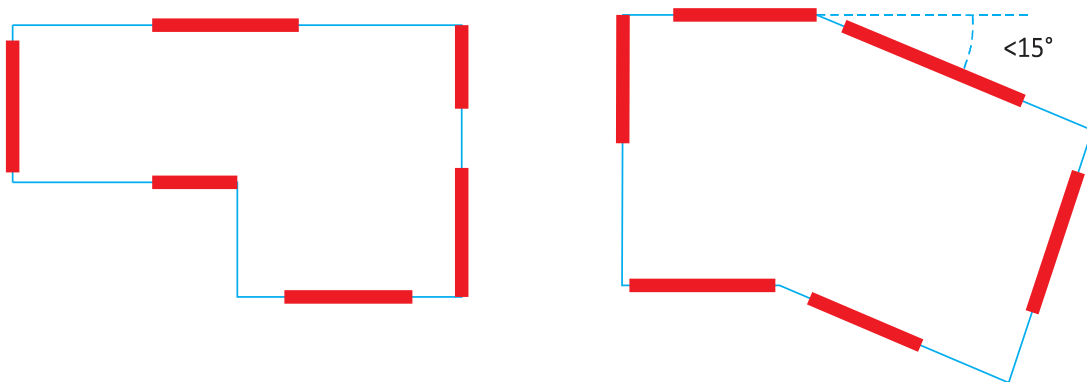
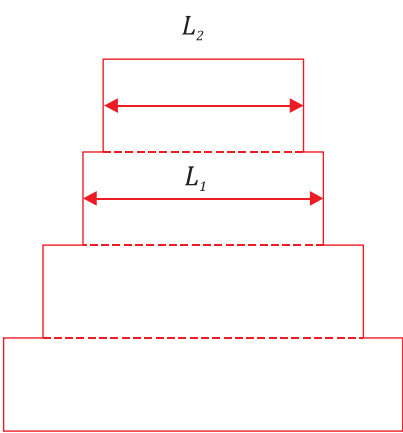
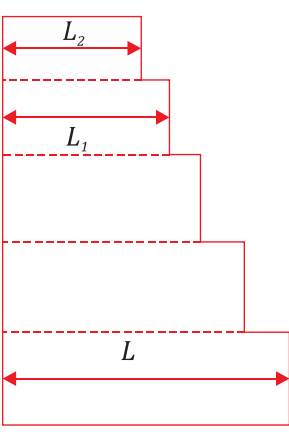


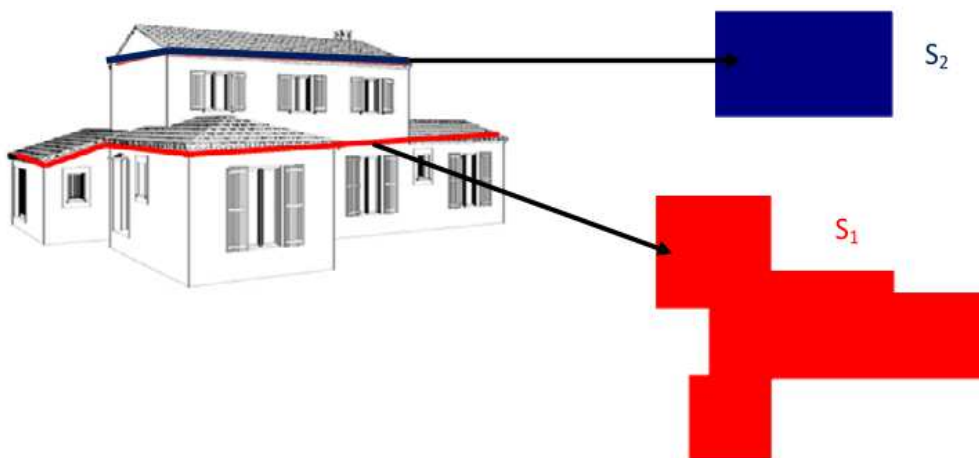
Figure 2.1: Répartition des murs

### 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

	
$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,2$	$\frac{L - L_2}{L} \leq 0,3$ $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,1$

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 - DÉMARCHE GÉNÉRALE 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  $\gamma_Q = 1.5$

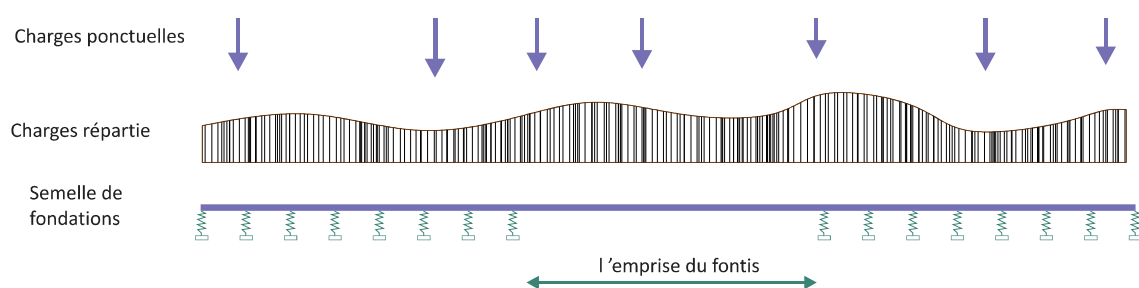
- hors zone de fontis  $\gamma_G = 1$  et  $\gamma_Q = 0$

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.

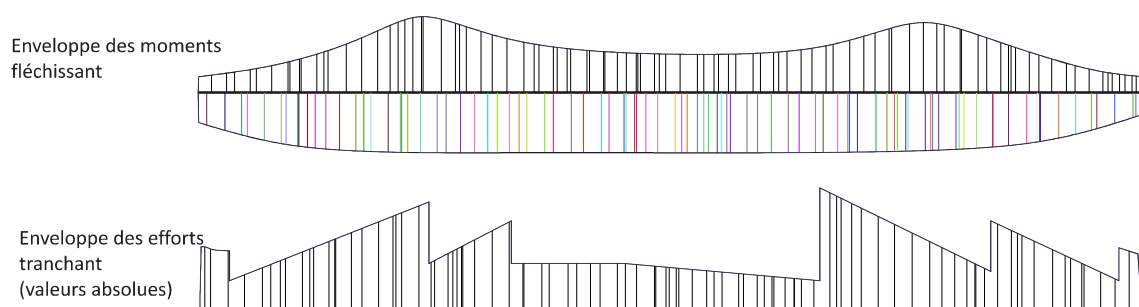
### 3.2.2 - Fondations

#### 3.2.2.1 - Principes généraux de justification

- Les fondations doivent être dimensionnées conformément aux codes en vigueur, notamment 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**

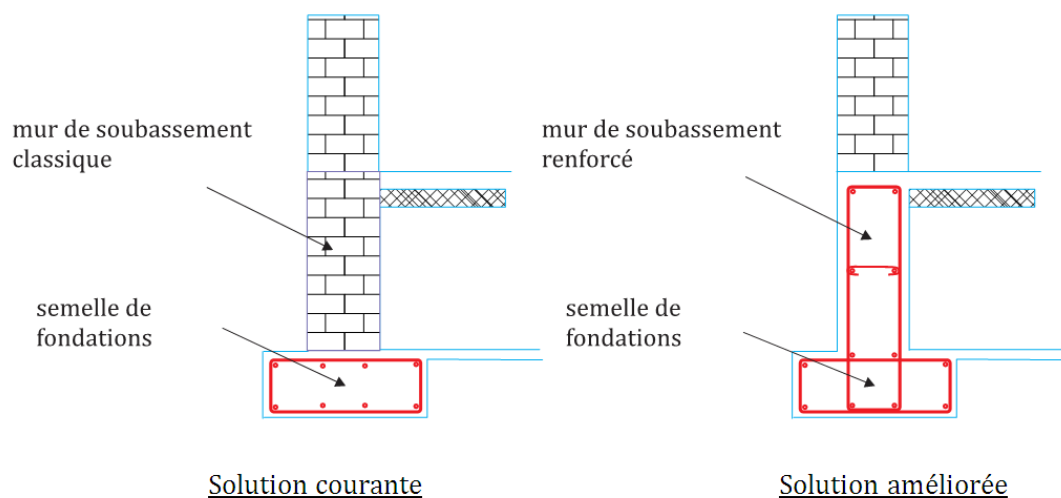


### Figure 3.2: Exemple d'enveloppes des efforts internes pour le dimensionnement

- 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.

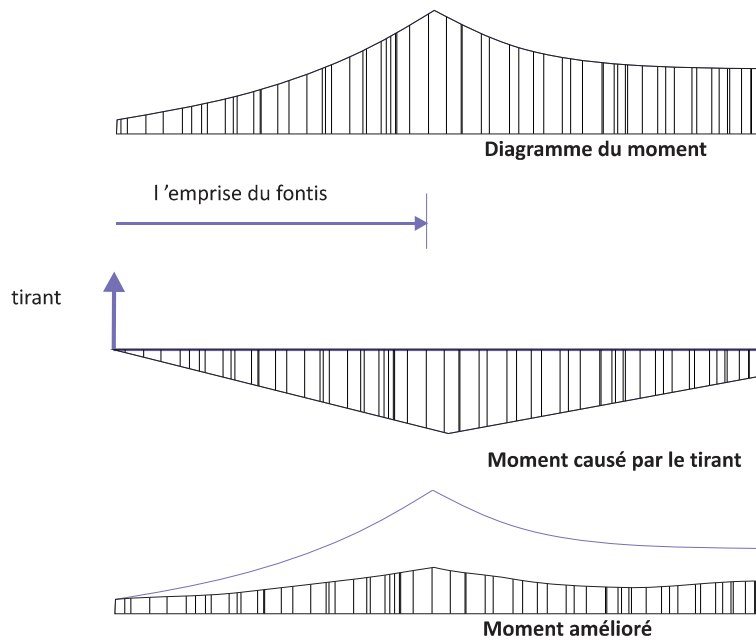
#### 3.2.2.2 - Solutions constructives améliorant le comportement des fondations

- 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 renversé, permettant de surcroît d'économiser sur les armatures de semelles (plus grande inertie de la semelle).



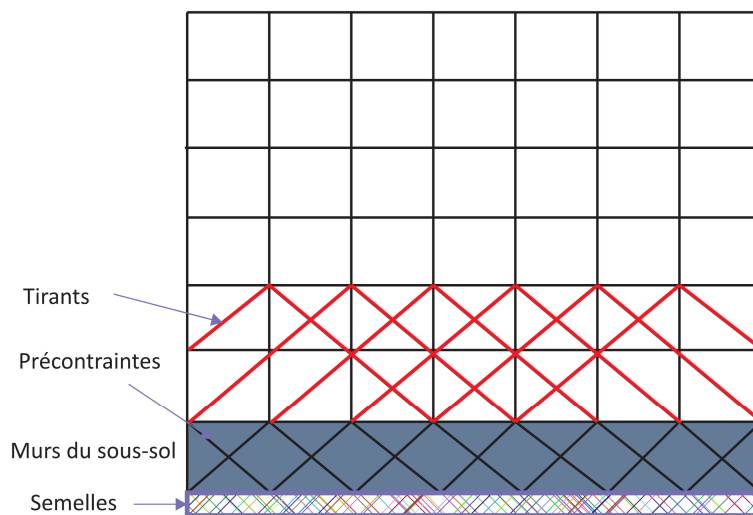
### Figure 3.3: Amélioration du comportement de la fondation

- 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.

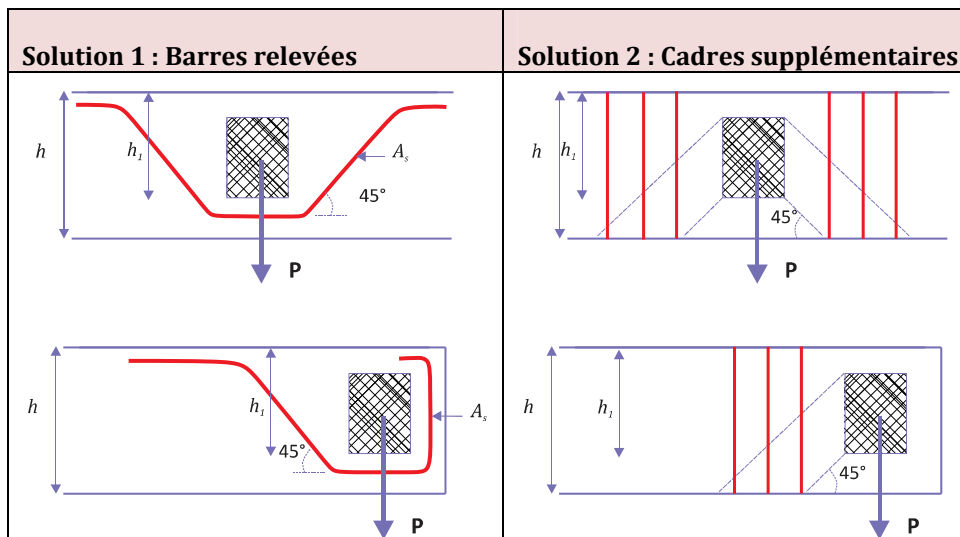


**Figure 3.5: Combinaison des solutions**

### 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  $60^\circ$  pour les maçonneries et  $45^\circ$  pour le béton.

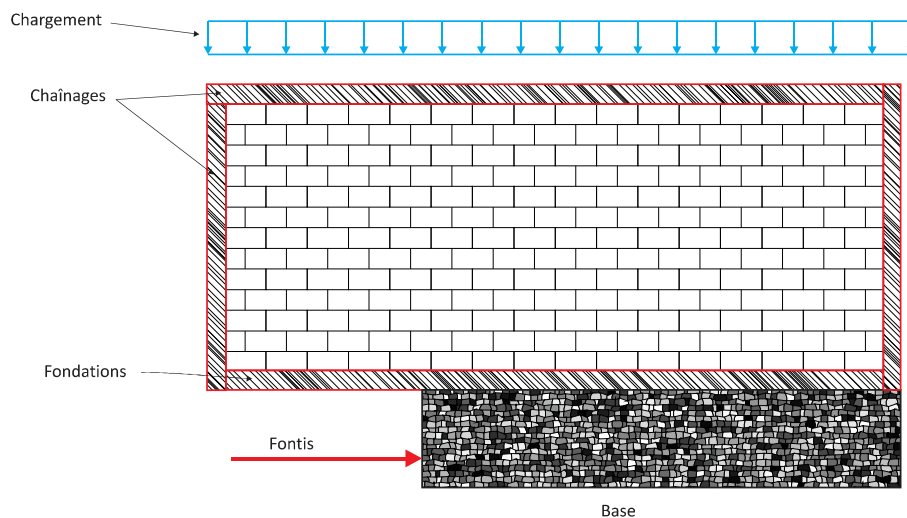


Figure 3.6: Exemple de calcul d'un mur en maçonnerie

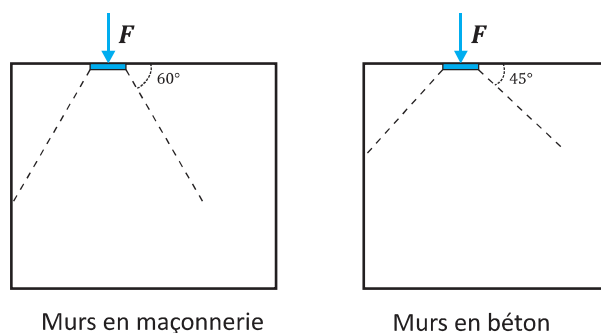
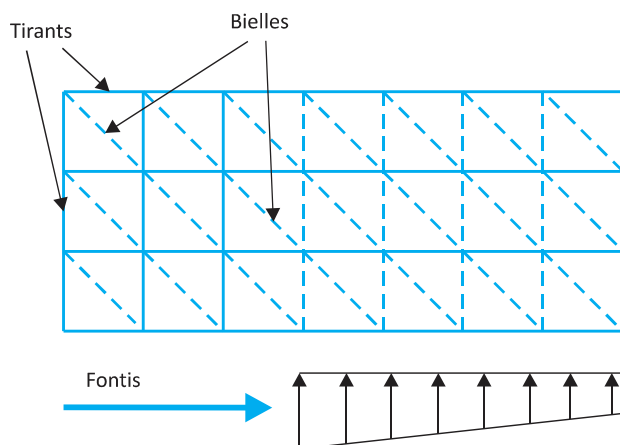


Figure 3.7: Angles de transfert des charges verticales

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.

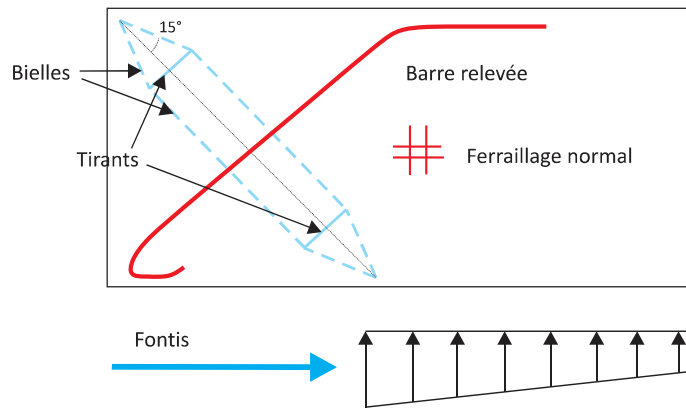


Figure 3.9: Exemple d'un renfort à l'extrémité par barres relevées

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.

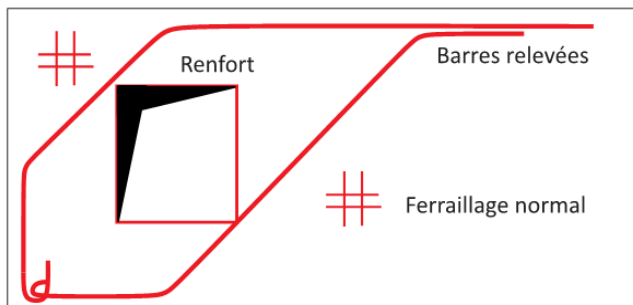


Figure 3.10: Exemple d'un renfort d'une ouverture

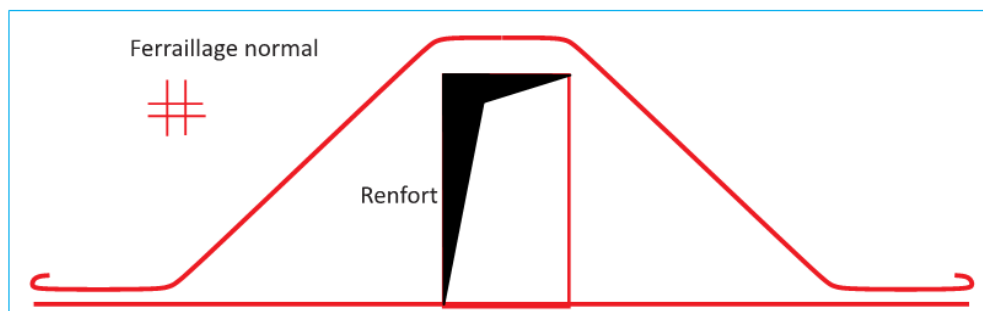
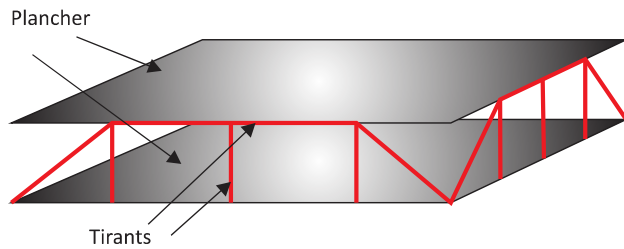


Figure 3.11: Exemple de ferrailage d'un mur avec renfort d'ouverture

### 3.2.4 - Planchers

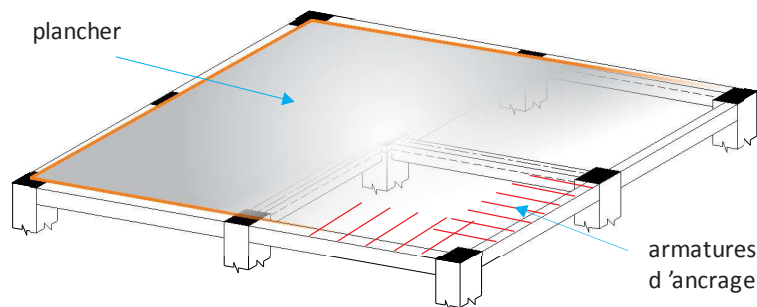
Le principe de conception des planchers est de disposer les tirants horizontaux et verticaux essentiellement en périphérie pour transmettre des charges en cas de fontis des zones extrêmes à la zone centrale. La Figure 3.12 illustre ce principe. Les tractions dans les tirants sont déterminées à partir 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.

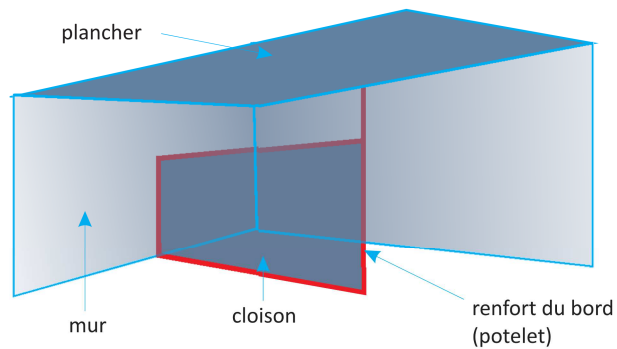
Les planchers champignons sont à éviter dans les cas de l'aléa fontis du fait des charges ponctuelles qu'ils occasionnent. En cas de fontis, l'effort de poinçonnement dans la dalle de plancher doit être réévalué. Ceci exige des analyses locales particulières et des calculs spécifiques détaillés.

### **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 du fontis).



**Figure 3.14: Renfort d'une cloison**

---

## 4 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LES MAISONS RÉGULIÈRES

---

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).

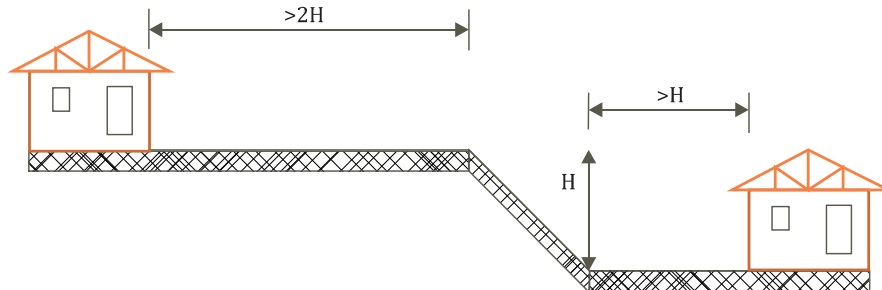


Figure 4.1: Implantation des ouvrages avoisinants d'un talus

- 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 (fig. 4.2).

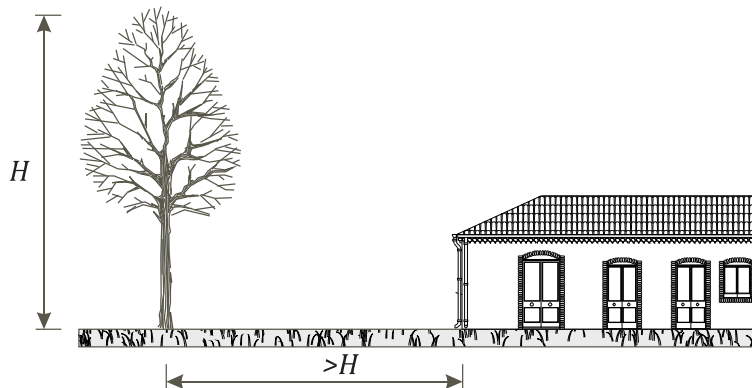


Figure 4.2: Implantation de l'ouvrage proche d'un objet vulnérable au fontis

## 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**

#### **Prescriptions :**

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.

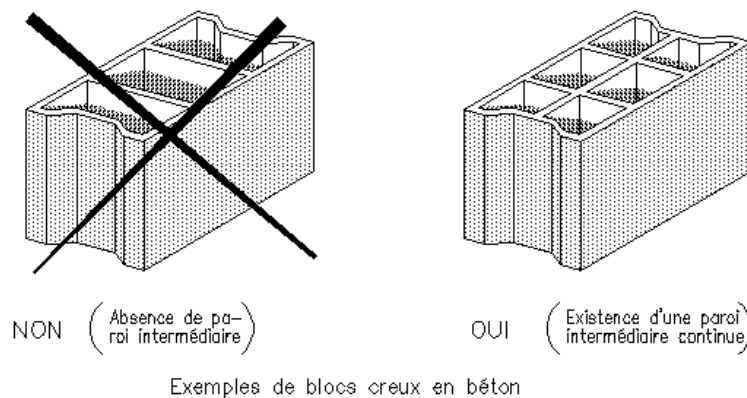
Les éléments présentant des fissures ou des épaufrures significatives (pouvant nuire à la résistance) sont systématiquement à retirer des lots en phase de construction.

#### 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 jointoiement

##### 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.

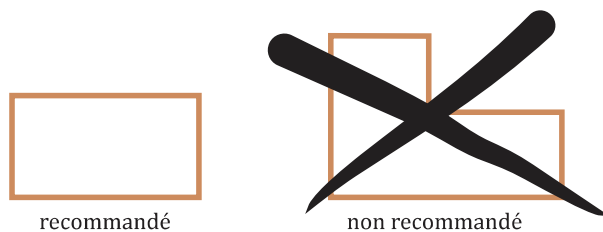
Le liant du mortier doit être chargé en chaux afin de conférer une souplesse aux pans de maçonnerie.

Il est recommandé de remplir les joints verticaux.

### **4.3 - Forme et dimensions**

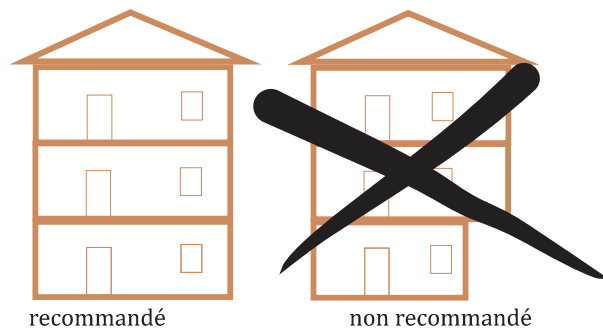
#### **4.3.1 - En plan**

Le plan de l'ouvrage doit 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 jointoiement.

#### 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 m, 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 :

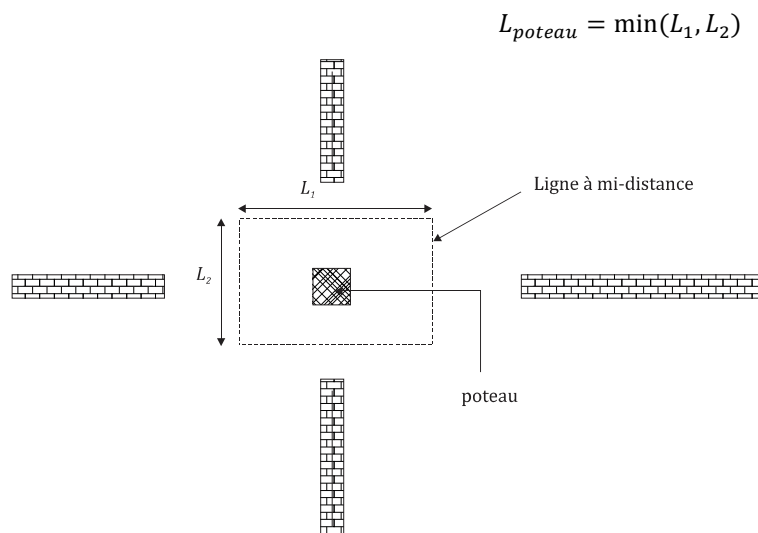


Figure 4.3: Détermination de la longueur associée à un poteau

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  $f_{ck} = 25MPa$  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.

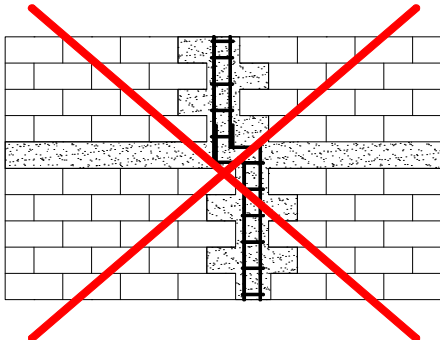
##### 4.4.1.3.2 - Chaînages verticaux

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.

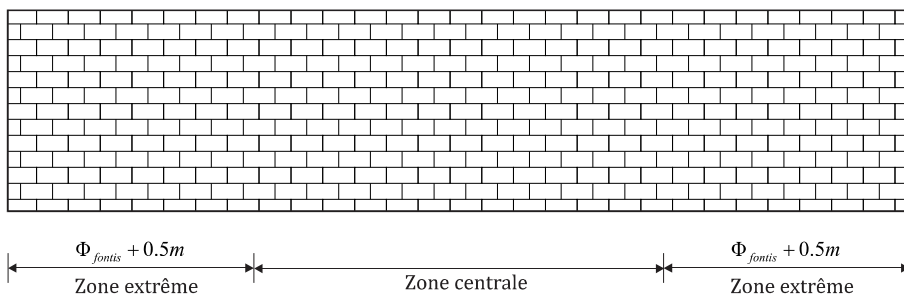
##### Prescriptions :

- 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: Aligement des chaînages verticaux**

- Pour les murs longs dont **la longueur dépasse deux fois du diamètre du fontis**, majorée par 1.5 m, 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 m.

#### 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 m.

#### 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.

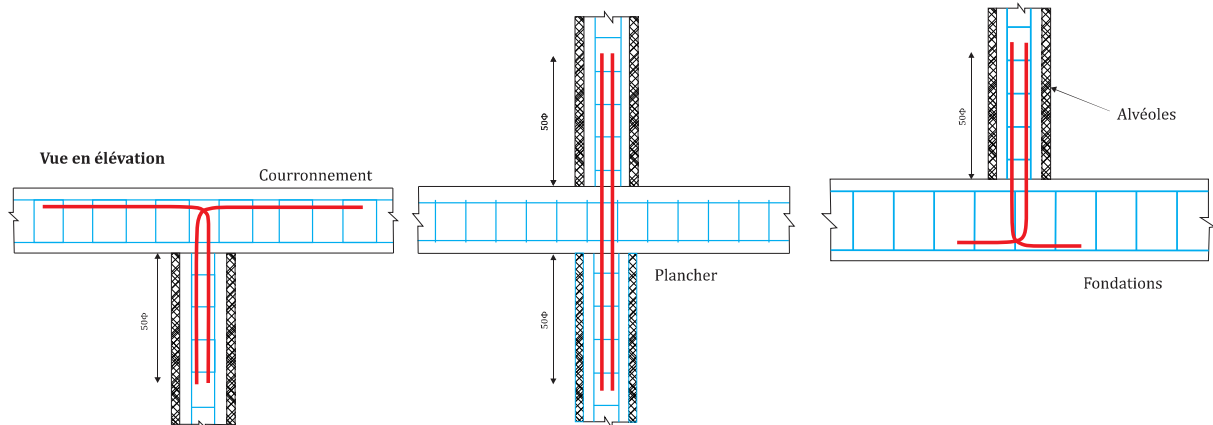


Figure 4.6: Exemple de liaisons des chaînages verticaux

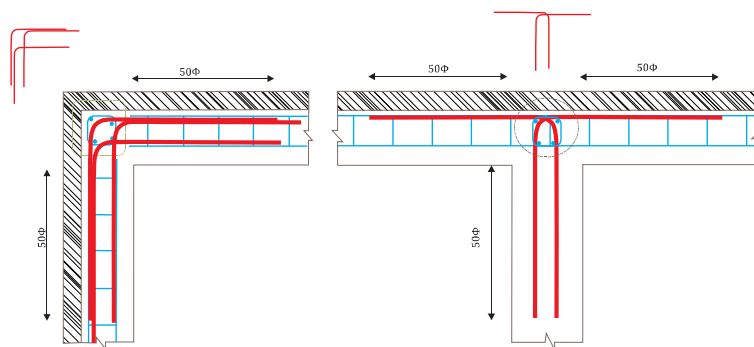


Figure 4.7: Exemple de liaisons entre chaînages horizontaux et chaînages verticaux

#### 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 <sup>2</sup> ( $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ )	Espacement max	Section d'acier en cm <sup>2</sup> ( $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ )
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 : 1,2 + 1,88 = 3,08</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 m.

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

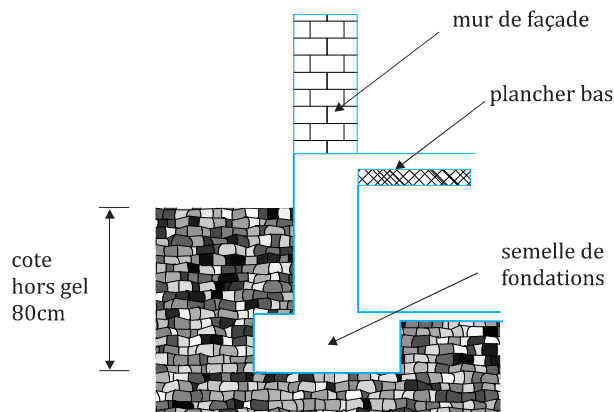
#### 4.4.2.3 - Armatures pour les chaînages en cas de l'aléa fontis

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 fontis majorée d'un mètre.

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

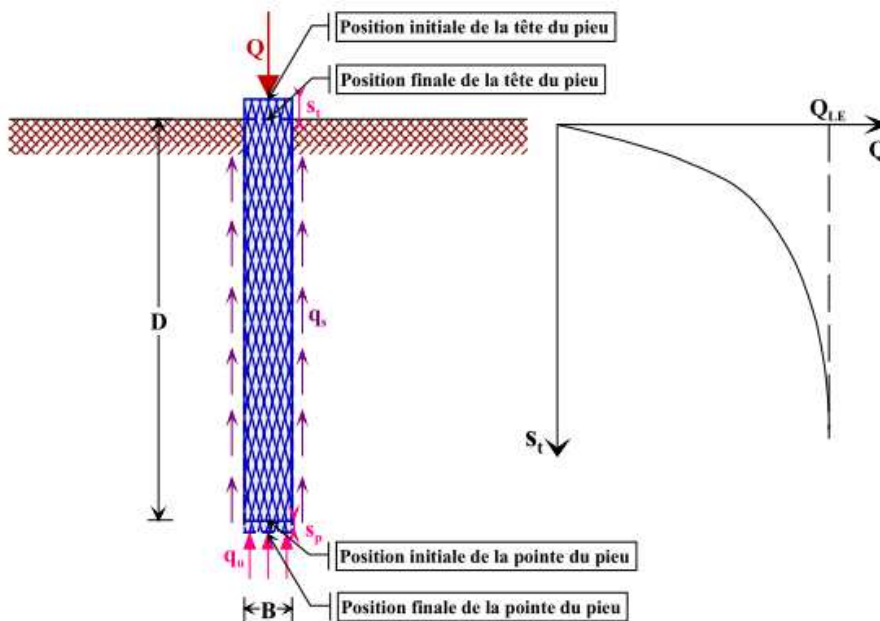
- Les armatures minimales des fondations sont présentées à l'annexe 4 du présent document. Dans cette annexe, on distingue les semelles sous les murs longs, où l'on peut faire fonctionner le schéma de voûte dans le calcul des murs, et les murs courts, où toutes les charges supérieures sont transmises 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.



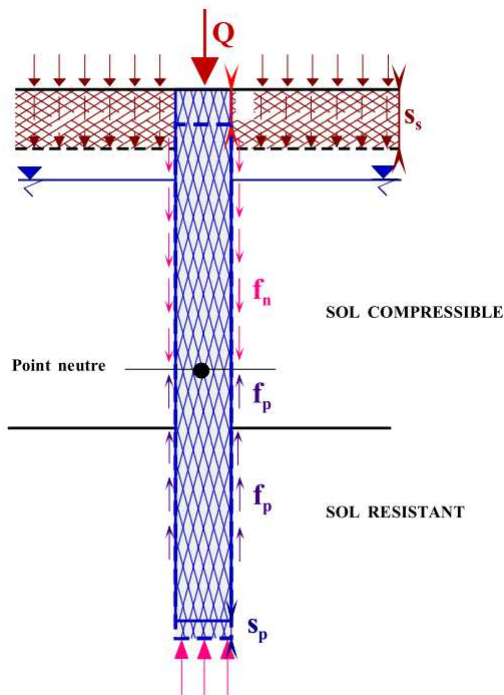
**Figure 4.9: Principe de calcul la résistance d'un pieu**

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 (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  $Q_u/1,2$  (avec  $Q_u$  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  $Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot (\sum_{\text{frottement positif}} q_{si} l_i - \sum_{\text{frottement négatif}} f_n l_i)$  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.
- $A, P$  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.

**Tableau 4.2: Coefficients réducteurs**

Type des pieux	Argiles		Sables	
	$\rho_p$	$\rho_s$	$\rho_p$	$\rho_s$
Section pleine	1,0	1,0	1,0	1,0
Tubulaire fermée	1,0	1,0	1,0	1,0
Tubulaire ouverte	0,5	1,0	0,5	1,0
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



#### 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</b>	<b>kN</b>

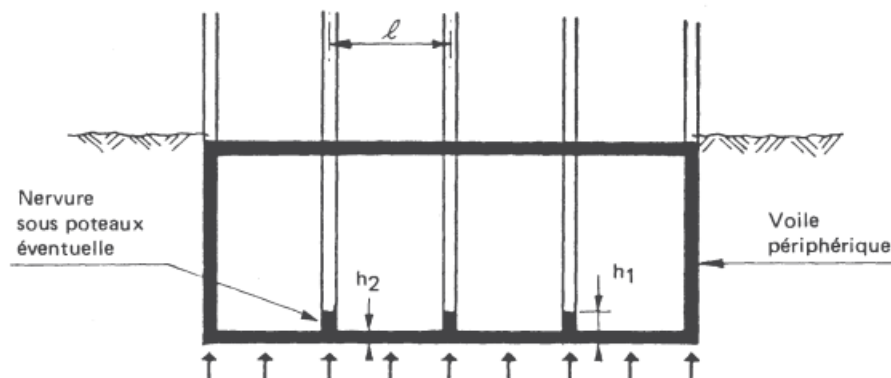
Avec cette valeur de résistance, la distance de 1 m entre pieux est suffisante pour les maisons à trois niveaux même avec toiture lourde.

#### 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 :

- $h_1 \geq \frac{l'}{10}$  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



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 m. 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 m).

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<sub>s</sub> > 3.45cm<sup>2</sup> pour le cas sans fontis et avec fontis de diamètre ≤ 4 m, pour le fontis de 5 m, A<sub>s</sub> > 4.6cm<sup>2</sup>)**

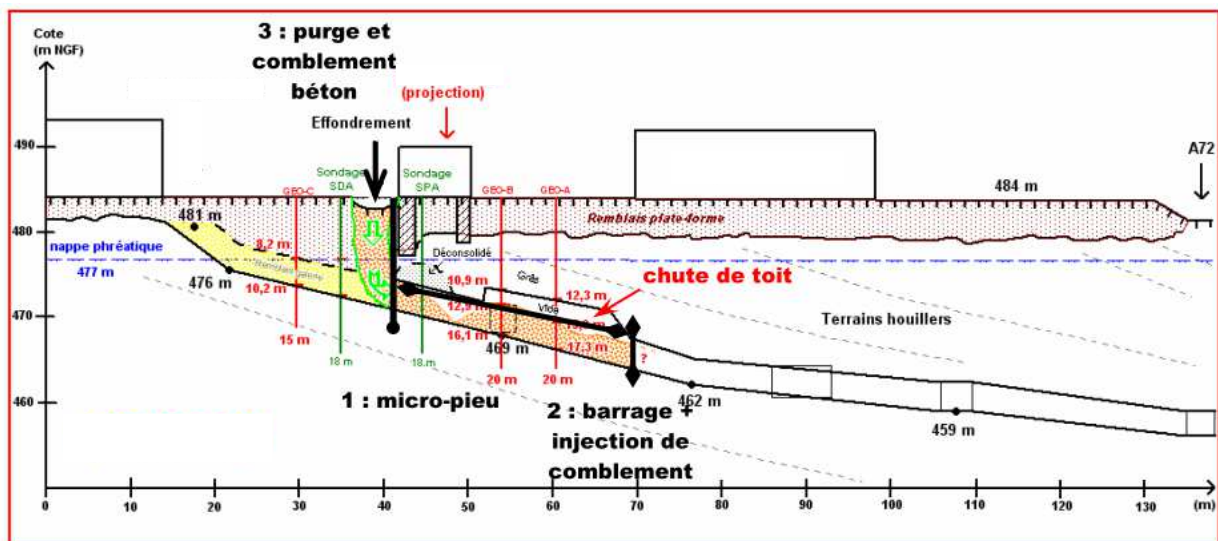
Nombre de niveaux	Travée	Sous murs	Arm. Sup. (cm <sup>2</sup> ) en fonction du diamètre du fontis			
			2 m	3 m	4 m	5 m
N	Arm. Sup	Arm. Inf.				
1	5.66	7.01	7.27	11.56	16.39	21.85
2	7.62	9.45	10.9	17.39	24.77	33.37
3	9.62	11.96	14.7	23.66	34.24	47.47

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.**

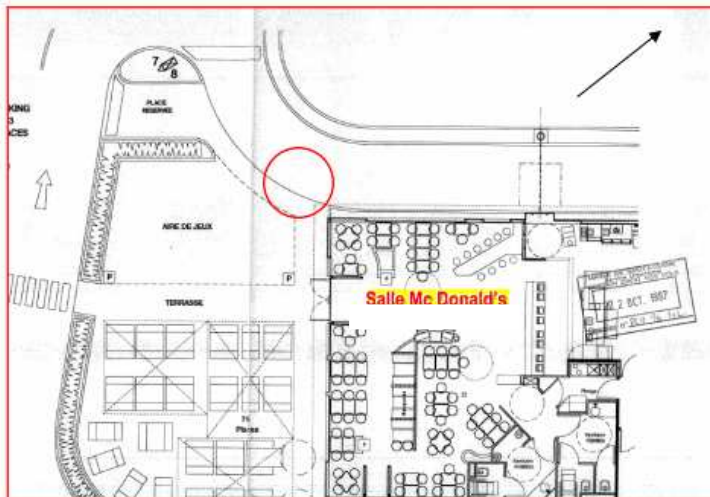
Les services de l'État ont été informés le 16 mars 2009 de l'apparition d'un fontis au-dessus d'une ancienne galerie souterraine d'origine minière, au droit d'un parking de restaurant à St-Etienne. Ils ont demandé à leur bureau d'expertise, d'une part de mener des investigations par sondage géologique, 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 la 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.

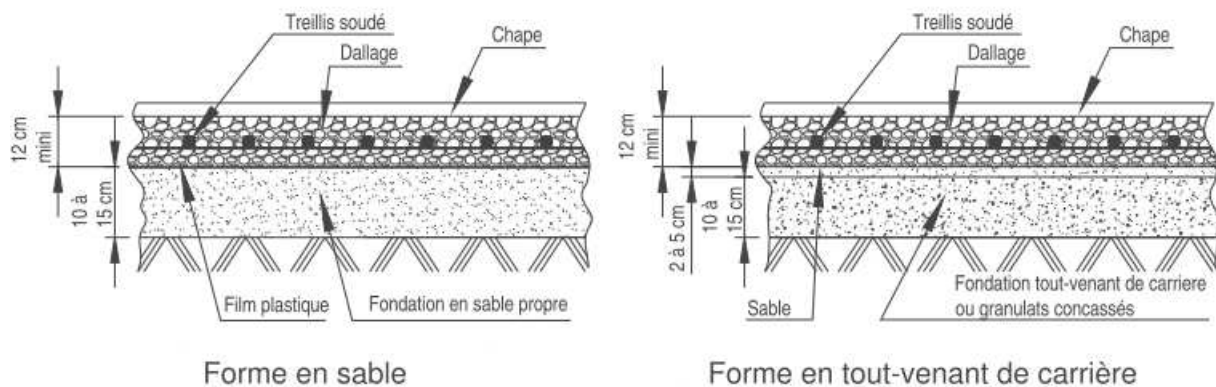


**Figure 4.11: Solution technique proposée pour le restaurant**

- L'emprise du trou à l'angle du bâtiment n'est pas très importante, mais le diamètre du fontis est de 4 m, 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



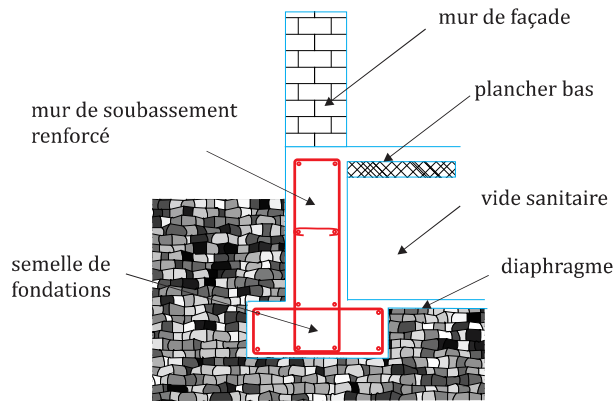
Le dallage repose sur une couche de sable ou de tout-venant toujours sensible aux mouvements du sol. Pour cette raison, il est recommandé de concevoir le dallage comme un plancher armé.

#### Recommandations :

- L'épaisseur minimale est prise égale 15 cm.
- La distance entre joints doit être supérieure ou égale à deux fois du diamètre du fontis.
- Les prescriptions 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 m.



**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).

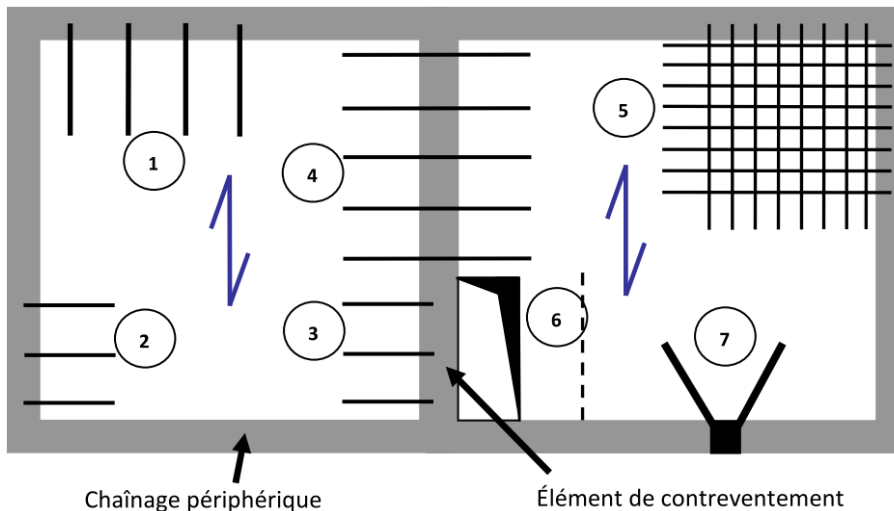
Trois aspects sont à considérer : la liaison du plancher aux éléments de structure qui le portent, le chaînage du plancher sur ses rives latérales, et la liaison entre façades opposées.

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.

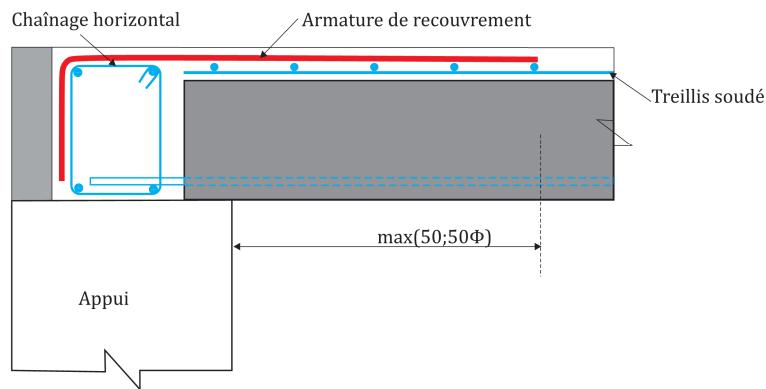
1. liaisons dans le sens porteur du plancher (armatures des éléments ou ajoutées)
2. liaisons en rive de plancher sur le chaînage
3. liaisons en rive de plancher sur un élément de contreventement
4. liaisons en rive de plancher sur un élément de contreventement. Ce type de liaison peut également être 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**

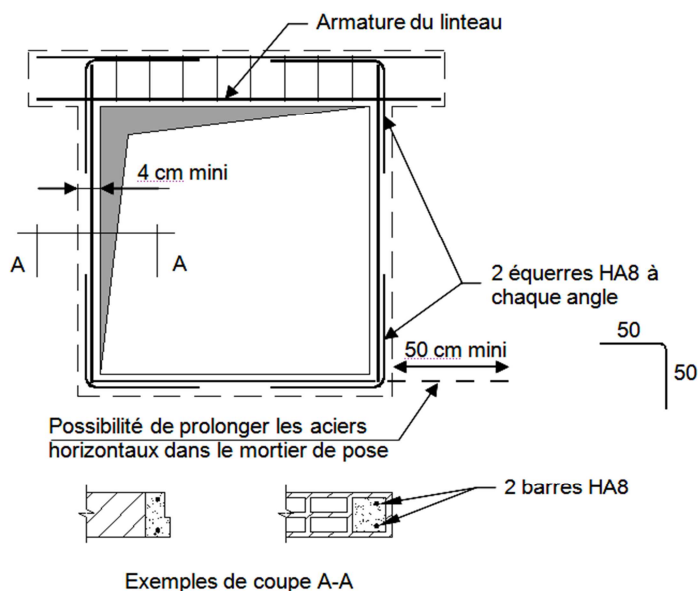
#### 4.5.6.2 - Plancher à poutrelles

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.



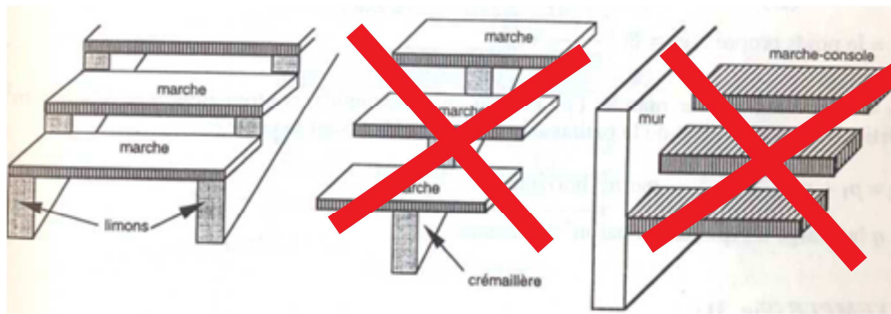
#### 4.6.2 - Escaliers

Il faut éviter :

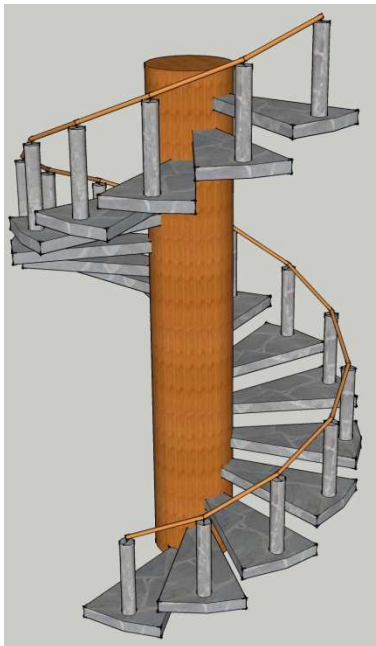
- les escaliers en voûte,
- les escaliers avec crémaillère,
- les escaliers hélicoïdaux



- les escaliers à marches en consoles encastrées dans un mur en maçonnerie,



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



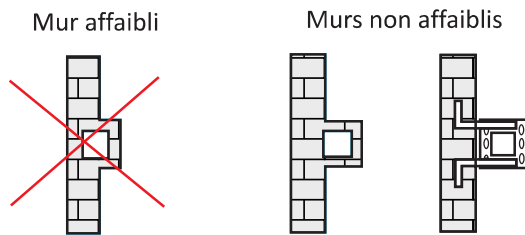
**Figure 4.15: Exemple d'un escalier hélicoïdal à éviter**

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 :**

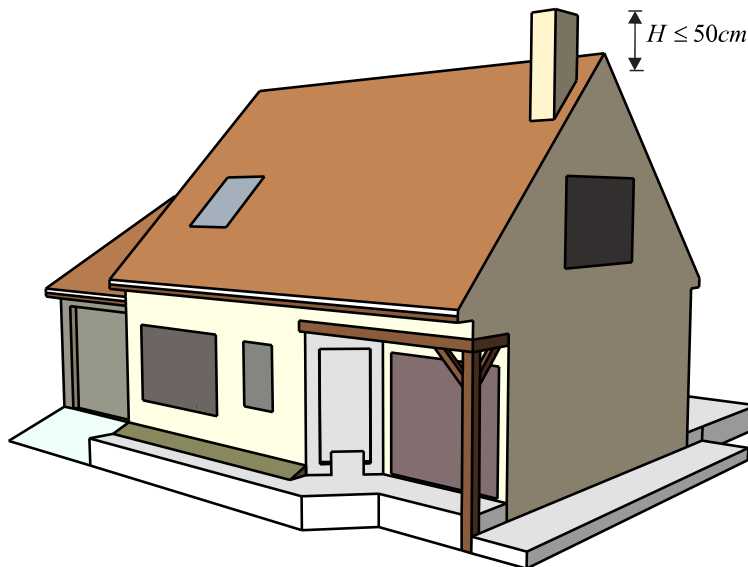
Du fait de l'inclinaison possible du bâtiment lors de la survenance du fontis, et des sollicitations induites sur la souche, les cheminées doivent systématiquement être pourvues de raidisseurs métalliques situés à chaque angle du terminal (les souches peuvent être aussi munies de haubanage).



**Figure 4.16: Éviter l'affaiblissement des murs**

**Recommandations :**

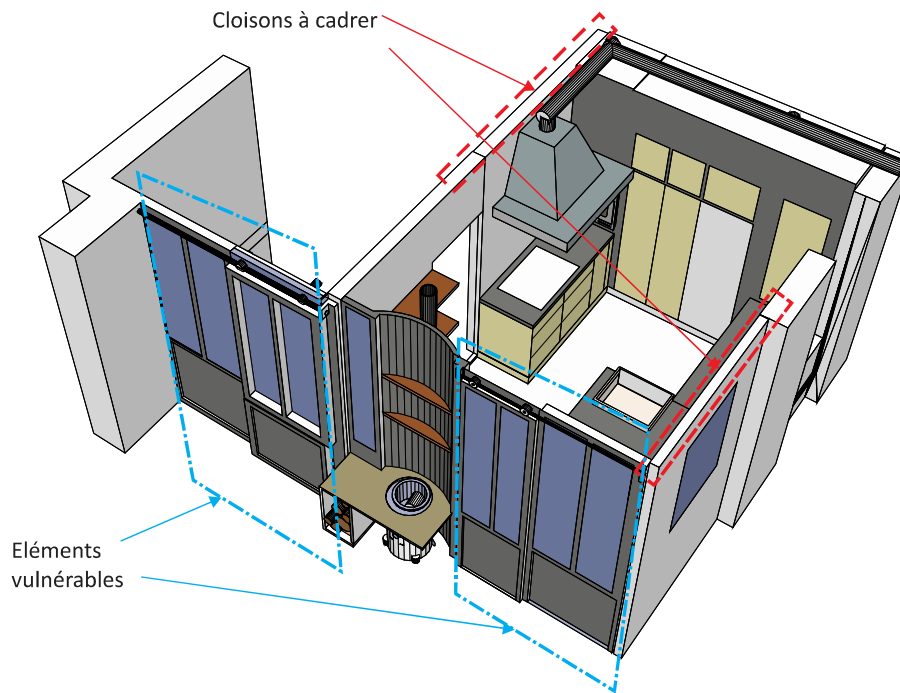
- La mise en place de ceintures en plat en acier est recommandée.
- Les conduits de fumée doivent être adossés aux murs intérieurs sans affaiblir la section résistante du mur.
- A l'intérieur de la construction, les conduits doivent être liaisonnés à la charpente et à chaque plancher par des attaches métalliques. Afin de réduire l'élançement des souches, il est fortement recommandé d'implanter les cheminées à proximité du faîtage (notamment en cas de forte inclinaison de la toiture).



**Figure 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: Liaisolement 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, ...).

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 - HYPOTHÈSES DE CALCUL DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES**


---

**Annexe 1.1 - Charges prises en compte**

Charges permanentes	Totalité dont	<i>g</i>	8.75	<i>kN/m<sup>2</sup></i>
	Poids brut maximal du plancher, y compris dalle		4.5	<i>kN/m<sup>2</sup></i>
	Cloisons		1	<i>kN/m<sup>2</sup></i>
	Revêtements de sol/plafonds		0.75	<i>kN/m<sup>2</sup></i>
	Poids des murs /plancher		2.5	<i>kN/m<sup>2</sup></i>
Charge d'exploitation		<i>q</i>	1.5	<i>kN/m<sup>2</sup></i>
Toiture	lourde	<i>g<sub>t</sub></i>	6	<i>kN/m<sup>2</sup></i>
	légère		2.3	<i>kN/m<sup>2</sup></i>

**Annexe 1.2 - Matériaux**

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

**Annexe 1.3 - Données géométriques :**

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

---

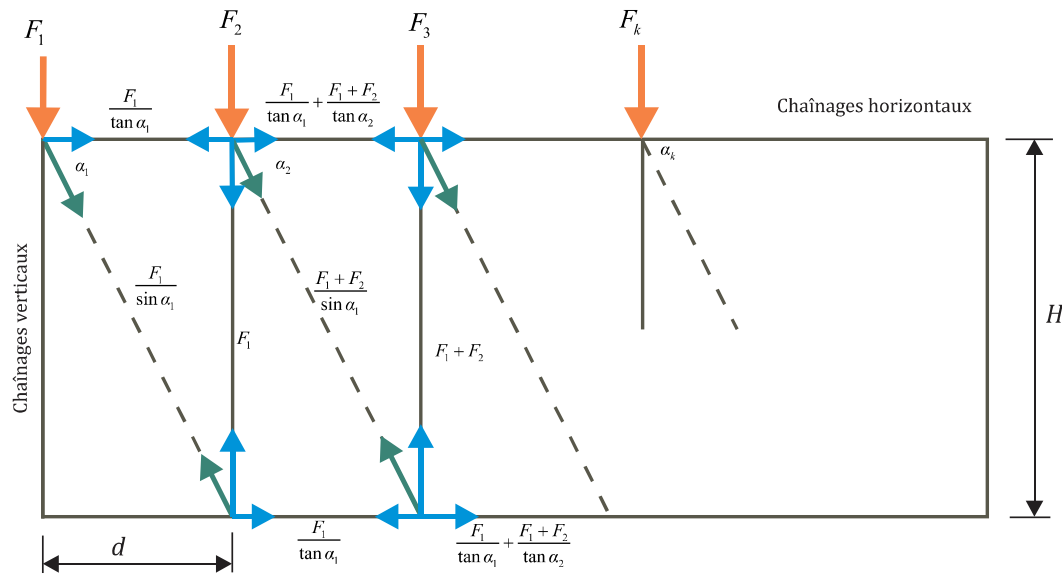
**ANNEXE 2 - SCHÉMA DES BIELLES-TIRANTS POUR LES MAÇONNERIES OU VOILES EN BÉTON NON ARMÉ OU FAIBLEMENT ARMÉ**


---

**Annexe 2.1 - Transmission des charges**

Ce schéma est appliqué principalement pour un mur dans le cas où le frontis 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 :

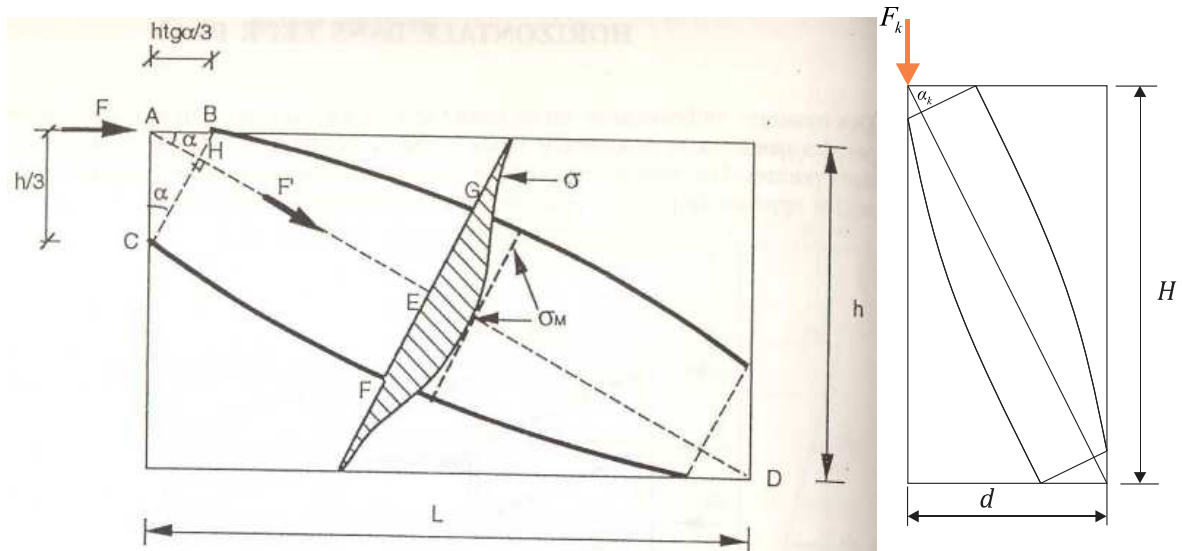
$$F_{CH,k} = \frac{F_1}{\tan \alpha_1} + \frac{F_1 + F_2}{\tan \alpha_2} + \dots + \frac{F_1 + F_2 + \dots + F_k}{\tan \alpha_k}$$

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 :

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

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 CHAÎNAGES

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	4HA12	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								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	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	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	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%	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	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				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	4HA8				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															
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%	0,12	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 INFERIEURE															
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%	0,18	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)															
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%	0,00	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



## Annexe 4.1.2 - 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%	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	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		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	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		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	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		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	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		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	Diamètre [m]	Toiture lourde				Toiture légère			
		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	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	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	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	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	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	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



		ZONE CENTRALE								ZONE EXTRÊME								
		ARMATURE SUPERIEURE																
N=3			Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
	Diamètre [m]	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			Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
	Diamètre [m]	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			Toiture lourde				Toiture légère				Toiture lourde				Toiture légère			
	Diamètre [m]	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										
	11%	0,24	0,45	0,67		0,20	0,39	0,59	0,81	1,12				1,05				
	12%	0,24	0,45	0,67		0,20	0,39	0,59	0,81	1,02				0,95				

## Annexe 4.2.2 - 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%					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			Toiture lourde				Toiture légère											
	Diamètre [m]	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			Toiture lourde				Toiture légère											
	Diamètre [m]	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	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	2	3	4	5	2	3	4	5
Pourcentage des porteurs verticaux	5%								
	6%								
	7%								
	8%								
	9%								
	10%					12,29			
	11%	11,76				11,01			
	12%	10,74				9,99			
					9,16				

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

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

ARMATURE INFERIEURE									
N=3	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	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	Toiture lourde					Toiture légère			
	Diamètre [m]	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			