

# **Etude comparative de radiers en béton de fibres métalliques**

Ing. J. GILLARD  
Ir J. DEHARD  
Ir P. BOERAEVE  
Ing. B. LOSFELD  
GRAMME – Liège

*L'usage des radiers en béton de fibres métalliques est envisagé en remplacement des semelles traditionnelles. A cette fin, la méthode des différences finies a été implémentée : elle permet le dimensionnement du radier. Le second objet de ce travail consiste à évaluer l'aspect financier avant de conclure à la généralisation des radiers en bétons de fibres métalliques.*

*Mots-clés : radier, fibre métallique, BFM (Béton de Fibres Métalliques), module de réaction du sol, différences finies.*

*The use of steel fiber reinforced concrete rafts has been considered to replace the traditional footing of foundation. With this aim in view, the finite difference method has been implemented : it allows the design of the raft. The second objective of this work consists in a financial assessment before concluding about the generalization of steel fiber reinforced concrete rafts.*

*Keywords : raft, steel fiber, SFRC, modulus of soil reaction, finite difference method.*

## 1. Introduction

Ce travail de fin d'études a été réalisé au sein du département « Unifamilial » de la société Thomas & Piron. Au sein de ce département, des recherches permanentes sont menées dans le but d'améliorer les techniques de réalisation et ceci en les intégrant à un coût minimum.

Dans ce cadre, le remplacement des semelles de fondation traditionnelles par un radier de béton de fibres métalliques est envisagé dans le secteur de l'habitation unifamiliale. Il est important de remarquer que les radiers de ce travail ne sont pas exigés par la qualité du sol : ils remplacent les semelles classiques. C'est pourquoi, aucune vérification sur la rupture du sol n'est effectuée (« résistance du sol de 1,5 kg/cm<sup>2</sup> minimum », d'après le cahier des charges de Thomas & Piron). De même, les fondations envisagées sont supposées « hors gel ». La généralisation de cette technique constitue l'objectif premier de ce travail.

Dans un second temps, une étude concernant la rentabilité de ce type de radiers est présentée. Il s'agit de contrôler si cette solution est financièrement favorable et dans le cas contraire, voir si le surcoût engendré se justifie eu égard aux nombreux avantages qu'offre cette technique.

## 2. Présentation du matériau

Le béton de fibres est considéré comme un matériau composite. En effet, il est constitué de tous les composants du béton traditionnel (gros granulats, sable, ciment et eau) auxquels s'ajoutent les fibres. En toute généralité, on distingue : d'une part, les bétons à résistance « normale » renforcés de fibres dont le diamètre équivaut à environ 1 mm et dont la proportion volumique varie de 0,5 à 2% ; et d'autre part, les bétons fibrés à haute performance qui sont composés de bétons à haute performance et de fibres dont le diamètre est de l'ordre de 50 µm.

Une autre distinction peut être faite selon le type de fibres utilisé :

**Les fibres minérales** : elles ont comme principal représentant les fibres de verre. Elles sont utilisées dans les panneaux de bardage et dans le mobilier urbain.

**Les fibres métalliques** : les fibres d'acier constituent la majorité des fibres métalliques et représentent la plus grosse part du marché des bétons de

fibres. Elles sont employées pour diverses applications comme les dallages industriels, les bétons projetés (tunnels, voûtes,...), le chemisage des galeries,...

**Les fibres synthétiques** : le troisième type de fibres est majoritairement composé des fibres en polypropylène. Celles-ci limitent la dessiccation trop rapide et permettent de limiter le retrait et la fissuration superficielle. Elles sont donc employées par temps sec, température élevée et vent important.

Dans la suite de ce travail, seules les macro-fibres métalliques sont envisagées car ces dernières se révèlent comme étant les mieux adaptées aux radiers. L'adjonction de fibres d'acier dans la matrice permet d'améliorer les caractéristiques de traction et de flexion du béton. En effet, elles constituent une armature tridimensionnelle et leur répartition est telle que le matériau est considéré comme isotrope. De plus, les fibres jouent le rôle de couture, de lien entre les deux bords de la fissure, ce qui limite la fissuration du béton.



Figure 1 : Propagation des fissures empêchées [8] - [1]

Il est possible, en analysant les schémas, de comprendre la raison pour laquelle les longueurs de fibres doivent être au minimum égales au double du diamètre du plus gros granulat : cela permet de ponter une fissure éventuelle. Lorsqu'une fissure apparaît, les fibres mises à jour redistribuent l'effort dans le matériau empêchant sa propagation (fig. 2).

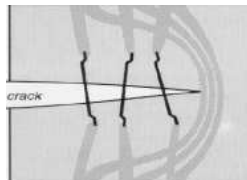


Figure 2 : Répartition des contraintes [1]

Le béton de fibres métalliques est donc caractérisé par une certaine ductilité, c'est-à-dire une capacité à se déformer plastiquement sans se rompre. Ceci représente un avantage considérable par rapport à un matériau comme le béton qui présente une rupture fragile. Cette ductilité augmente avec la teneur en fibres comme l'illustre la figure ci-dessous.

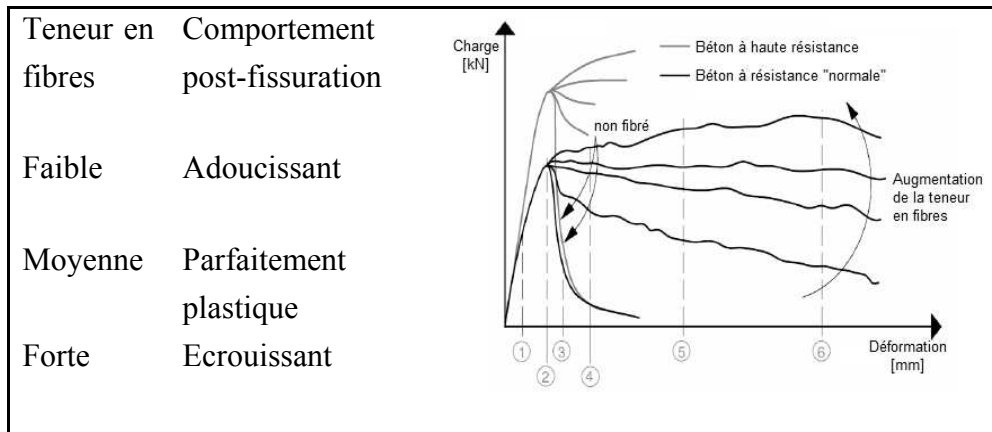


Figure 3 : Ductilité [1]

Les dosages mis en œuvre pour la réalisation de radier (*sur un bon sol*) ne conduisent jamais à un comportement écrouissant. Dans le cas d'un comportement post-fissuration adoucissant, l'ouverture des fissures est considérée comme l'état de rupture de la structure : l'état limite ultime.

La performance des fibres est liée à trois paramètres principaux :

***Le rapport entre la longueur et le diamètre de la fibre (L/d)***

Ce rapport  $L/d$  est appelé l'élançement de la fibre. Plus cet élançement est grand, plus la performance de la fibre augmente. La longueur de la fibre est relativement fixée : la fibre doit ponter deux granulats et doit pouvoir être pompée. Si nous raisonnons à longueur fixée (double du diamètre du plus gros granulats) et pour un même dosage, une diminution du diamètre de la fibre entraîne un nombre de fibres plus important et une surface spécifique augmentée. Cette dernière conduit à une somme de contacts, entre la fibre et le béton, plus importante : la matrice est mieux « liée ».

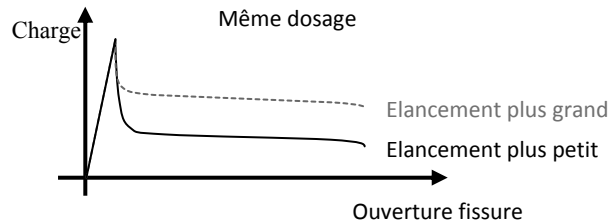


Figure 4 : Influence de l'élancement

Cependant, l'augmentation du nombre de fibres entraîne un réseau plus serré ce qui élève le risque de formation de pelotes et diminue la maniabilité du béton.

#### ***L'ancrage de la fibre***

Les fibres, présentant des crochets (45°) à leurs extrémités, sont les plus efficaces en matière d'ancrage. En effet, lorsqu'elle est soumise à une traction importante, la fibre se déforme et sort de son emplacement de manière régulière : l'arrachement est contrôlé (ductilité).

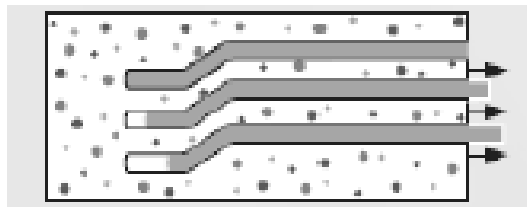


Figure 5 : Arrachement contrôlé [1]

Des crochets à 90° empêchent la fibre de sortir de son logement : la rupture est moins régulière puisqu'elle est provoquée par le « déchirement » de la fibre. De même, les fibres ondulées ont un comportement post-fissuration moins intéressant.

#### ***La résistance à la traction du fil d'acier***

Il est évident que la résistance à la traction de la fibre joue un rôle important dans le comportement pré et post-fissuration. Les différents constructeurs de fibres proposent différentes qualités de fil d'acier.

Les principaux avantages des bétons fibrés par rapport aux bétons classiques suivent :

- déformation plus importante avant rupture (rupture ductile) ;
- réduction des fissures par effet de couture ;
- meilleure résistance à la traction ;
- meilleure cohésion du béton frais avant séchage ;
- meilleure résistance à la fatigue.

Il est nécessaire de signaler que la composition des bétons de fibres métalliques ne doit pas se résumer, à l'introduction d'une certaine teneur en fibres, dans un béton optimisé préalablement sans fibres. L'arrangement granulaire de la matrice est perturbé par l'ajout de fibres et ce, d'autant plus que la teneur est importante. Cependant, pour des bétons chargés de maximum 50 kg/m<sup>3</sup>, cette considération peut être oubliée.

### 3. Caractérisation du sol

#### 3.1. Considérations générales

Dans le processus de dimensionnement d'un radier, il est nécessaire de définir le sol. En effet, dans les méthodes de calcul proposées, l'hypothèse de Winkler (c'est-à-dire considérer le radier supporté par des ressorts élastiques juxtaposés) est posée :

$$k = \frac{q}{s}$$

avec k : module de réaction du sol [kN/m<sup>3</sup>]

q : pression en un point sous la base de la fondation [kN/m<sup>2</sup>]

s : tassement en ce point [m].

Cette relation est basée sur deux hypothèses simplificatrices :

- la valeur de k est indépendante de la grandeur de la pression ;
- la valeur de k est identique en tous points de la surface de la fondation.

Il est important de préciser que le module de réaction du sol dépend d'une part, des dimensions et d'autre part, de la forme du radier.

### ***Influence des dimensions***

La pression exercée par la fondation se diffuse dans le sol jusqu'à une certaine profondeur dépendant de la dimension du radier. Cela se comprend aisément en dessinant les bulbes de pression, c'est-à-dire les courbes d'égale pression.

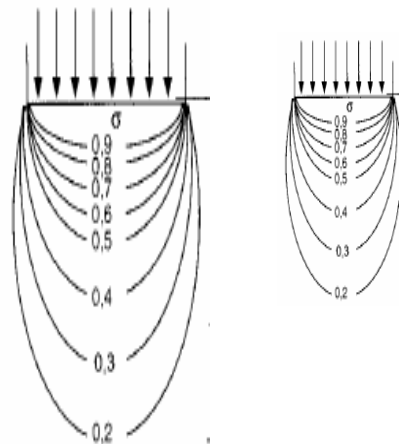


Figure 6 : Bulbes de pression [4]

La diffusion des contraintes s'étend sur une profondeur qui augmente avec la largeur de la fondation. *Pour un même sol et pour une même pression appliquée*, une fondation large comprime le sol sur une plus grande profondeur qu'une fondation étroite : les tassements sont donc plus conséquents pour une fondation large.

### ***Influence de la forme***

La valeur de  $k$  diminue lorsqu'une des deux dimensions du radier l'emporte sur l'autre. Ce critère n'est pas significatif dans les cas rencontrés.

Comme tout matériau, le sol peut se caractériser par un module d'élasticité,  $E$  et un coefficient de Poisson,  $\nu$ . Ces paramètres sont propres et connus pour certains types de sol (argile, limon, etc). Le tassement,  $s$ , d'une fondation infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope, se détermine comme suit :

$$s = q \frac{1-\nu^2}{E} B C_f$$

- où :
- s : tassement élastique
  - q : contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne)
  - E : module d'élasticité du sol
  - $\nu$  : coefficient de Poisson du sol
  - B : largeur de la fondation
  - $C_f$  : coefficient dépendant de la forme, de sa rigidité et de la position du point considéré

Cependant, le sol est souvent composé d'un mélange de différents types. Il est, dès lors, souvent très difficile de déterminer ses propriétés. C'est pourquoi, des essais sont pratiqués pour identifier la relation entre le tassement et la pression appliquée. L'essai de pénétration statique constitue l'essai le plus simple, le plus économique et le plus souvent pratiqué.

### 3.2. Détermination pratique du module de réaction du sol

La méthode, exposée ci-dessous, donne une *approximation* du module de réaction du sol. Le sol est divisé en couches : pour chacune d'entre elles, le tassement est déterminé. Il suffit, alors, d'additionner ces différents tassements pour obtenir le tassement moyen total. La charge divisée par ce dernier donne une estimation du module de réaction du sol. Cette procédure est automatisée sur la feuille Excel ci-dessous.



**ESTIMATION DU MODULE DE REACTION DU SOL**

largeur [m]   
 Longueur [m]

ELS combinaison quasi-permanente  
 charge [MPa]

Type de sol	q <sub>c</sub> [MPa]	α
Argile peu plastique	0,7	3 x E
	0,7 x 2	2 x E
	2	1 x E
Limons peu plastiques	2	3 x E
	2	1 x E
Argiles très plastiques	2	2 x E
Limons très plastiques	2	1 x E
Limons très organiques	1,2	2 x E
Tourbes et argiles très organiques (à voir la teneur en eau)	0,7	50% w = 100% : 1,5 x E - 4 100% w = 200% : E w > 300% : w < 0,4
Grès	2 x 3	2 x 1
	3	1,5 x 3
Sables	5	2
	10	1,5

Le tableau est à compléter selon les profondeurs de l'essai (niveau 0 m : niveau essai). Si une couche supplémentaire a été remblayée, l'essai doit être recommencé.

NE REMPLIR QUE LES CHAMPS EN BLANC

	Profondeur q <sub>c</sub> [MPa]	Centre couche q <sub>c</sub> [MPa]	q <sub>c</sub> écrêté	α	Eoed	B	L	z	m=B/z	n=L/z	l <sub>σ</sub>	4*l <sub>σ</sub>	Δσ tassement [m]		
sous la fondation	1,00	1,40	1,10	1,60	3	4,80	4,20	4,40	0,1	42,00	44,00	0,25000	0,99999	0,03461	0,00144
(exemples :	1,20	1,80	1,30	1,95	3	5,85	4,20	4,40	0,3	14,00	14,67	0,24994	0,99975	0,03460	0,00118
VV : prof= 1m	1,40	2,10	1,50	1,80	3	5,40	4,20	4,40	0,5	8,40	8,80	0,24971	0,99884	0,03457	0,00128
caves : prof= 3m)	1,80	1,50	1,70	1,45	3	4,35	4,20	4,40	0,7	6,00	6,29	0,24921	0,99686	0,03450	0,00159
	1,80	1,40	1,90	1,25	3	3,75	4,20	4,40	0,9	4,67	4,89	0,24837	0,99347	0,03438	0,00183
	2,00	1,10	2,10	2,60	3	7,80	4,20	4,40	1,1	3,82	4,00	0,24710	0,98839	0,03421	0,00088
	2,20	4,10	2,30	2,80	3	8,40	4,20	4,40	1,3	3,23	3,38	0,24536	0,98143	0,03397	0,00081
	2,40	1,50	2,50	2,30	3	6,90	4,20	4,40	1,5	2,80	2,93	0,24312	0,97247	0,03366	0,00098
	2,60	3,10	2,70	3,10	3	9,30	4,20	4,40	1,7	2,47	2,59	0,24037	0,96149	0,03328	0,00072
	2,80	3,10	2,90	3,10	3	9,30	4,20	4,40	1,9	2,21	2,32	0,23713	0,94852	0,03283	0,00071
	3,00	3,10	3,10	4,55	3	13,65	4,20	4,40	2,1	2,00	2,10	0,23342	0,93367	0,03231	0,00047
	3,20	6,00	3,30	5,35	3	16,05	4,20	4,40	2,3	1,83	1,91	0,22927	0,91709	0,03174	0,00040
	3,40	4,70	3,50	4,55	3	13,65	4,20	4,40	2,5	1,68	1,76	0,22474	0,89896	0,03111	0,00046
	3,60	4,40	3,70	8,95	3	26,85	4,20	4,40	2,7	1,56	1,63	0,21987	0,87949	0,03044	0,00023
	3,80	13,50	3,90	18,15	3	26,96	4,20	4,40	2,9	1,45	1,52	0,21472	0,85889	0,02973	0,00022
	4,00	22,80	4,10	24,10	3	26,96	4,20	4,40	3,1	1,35	1,42	0,20935	0,83740	0,02896	0,00021
	4,20	25,40	4,30	15,95	3	26,96	4,20	4,40	3,3	1,27	1,33	0,20380	0,81521	0,02821	0,00021
	4,40	6,50	4,50	20,90	3	26,96	4,20	4,40	3,5	1,20	1,26	0,19814	0,79255	0,02743	0,00020
	4,60	35,30	4,70		3										
	4,80		4,90		3										
	5,00		5,10		3										
	19,40		19,50		3										
	19,60		19,70		3										
	19,80		19,90		3										
	20,00				3										
			Moyenne Q <sub>c</sub>	6,91									Total s [m]	0,0110466	
			Moy Q <sub>c</sub> * 1,3	8,99									K [kN/m <sup>2</sup> ]	3133	

*Estimation du module de réaction du sol*

**Explication détaillée :**

L'utilisateur doit rentrer la profondeur approximative de terrassement : 1 m dans le cas de vides ventilés et 3 m dans le cas de caves.

Pour chaque profondeur, il reste à encoder les valeurs des résistances de pointe (q<sub>c</sub>) dans les champs réservés. Les champs noircis automatiquement ne doivent pas être complétés : ces profondeurs ne sont pas influencées par la fondation (bulbe de pression).

La troisième colonne détermine le centre de chaque couche.

Les valeurs des résistances de pointe sont recherchées pour chaque centre de couche. La moyenne de ces dernières est construite et est ensuite, multipliée par un facteur 1,3.

Le programme écrête les valeurs qui dépassent cette moyenne pondérée. Cette partie sert à éliminer les ressauts du graphique correspondant à des pierres, ou autres.

La dernière opération, effectuée par l'utilisateur, consiste à encoder le coefficient  $\alpha$  identifié par Sanglerat. Ce coefficient permet de relier le module œdométrique et la résistance de pointe. Il dépend du type de sol rencontré. Le tableau, donnant les valeurs de  $\alpha$  recommandées par Sanglerat, est présenté sur la feuille Excel.

La septième colonne détermine, à partir du  $\alpha$  et  $q_c$ , le module œdométrique.

$$E_{oed} = \alpha q_c$$

Ce module est, en fait, le module de dilatation verticale (les déformations latérales étant empêchées) qui correspond au module d'élasticité des matériaux courants ; à cette différence près qu'il varie avec la pression appliquée.

B, L et z sont respectivement la largeur divisée par deux, la longueur divisée par deux et la distance entre le centre de la couche et le dessous de la fondation.

Les colonnes suivantes servent à déterminer l'accroissement de contraintes pour chaque couche. Le graphique présent sur la feuille Excel permet de déterminer l'accroissement de contraintes à une distance z sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte q). Pour connaître l'accroissement de contraintes *sous le centre de la fondation*, il suffit d'additionner les quatre accroissements de contraintes sous le coin d'un quart de fondation. Ces courbes sont mises en équation pour éviter à l'utilisateur ce travail fastidieux (formules de Boussinesq).

Le tassement au sein de chaque couche est déterminé par :

$$s = \frac{\Delta\sigma}{E_{oed}} \Delta h$$

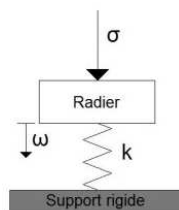
Le tassement total est le cumul des tassements de chaque couche. Cependant, celui-ci est pondéré par un facteur 0,8 pour obtenir un tassement moyen. En effet, le calcul est défavorable puisqu'il considère uniquement le tassement au centre qui, sous une charge uniformément répartie, est soumis aux contraintes les plus importantes.

Le module de réaction du sol est, alors, calculé par :

$$k = \frac{q}{S_{pond\grave{e}re}}$$

#### 4. Méthodes de calcul : différences finies

L'hypothèse utilisée dans cette méthode est celle de Winkler. Elle consiste à substituer le sol par une « infinité » de ressorts élastiques juxtaposés et de même constante de raideur. Cette constante,  $k$ , caractérise le sol : elle exprime la proportionnalité entre la contrainte verticale appliquée et le tassement, et est appelée module de réaction du sol.



$$\sigma = k \omega \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} \sigma : \text{contrainte verticale} \\ k : \text{module de réaction} \\ \omega : \text{tassement} \end{array}$$

Figure 7 : Hypothèse Winkler

Cette méthode simplificatrice permet une bonne approximation des déformées d'une poutre posée sur le sol ou d'un radier. Cependant, il est important d'insister sur le mot approximation. En effet, le principe de calcul proposé par Winkler néglige d'une part, l'interaction inévitable de deux ressorts juxtaposés (l'effet de Poisson du sol) et d'autre part, la zone externe à la fondation qui influence le tassement global. Selon Winkler, seule la zone située sous le radier se tasse comme indiqué sur la figure suivante.

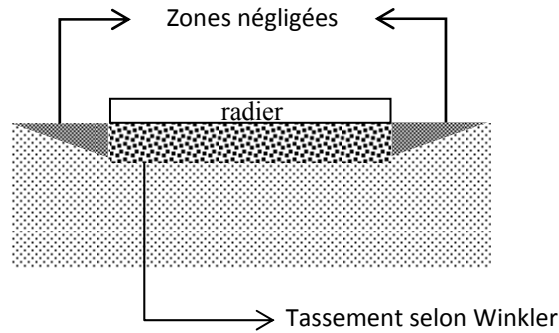


Figure 8 : Approximation Winkler

Dans ces hypothèses, il est dès lors, possible d'exprimer la déformée du radier par l'équation différentielle suivante (équation de Lagrange) :

$$\nabla^4 \omega = \frac{q - k\omega}{B}$$

dans laquelle :

$$\nabla^4 \omega = \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4}$$

q : densité de charge

k : module de réaction du sol

$\omega$  : tassement

B : rigidité à la flexion du radier

Le principe de résolution de cette équation par la méthode des différences finies consiste à diviser le radier en parties de taille réduite. Le nombre de points du réseau et donc, la taille de la maille importe dans la précision des calculs : plus la taille de la maille est petite, plus l'approximation de discrétisation est correcte. Cela étant dit, il existe une taille de maille à partir de laquelle la précision n'augmente plus significativement. De plus, un nombre important de mailles accroît fortement le nombre d'équations et ralentit les calculs. Il s'agit dès lors, de trouver un compromis entre vitesse de résolution et la précision souhaitée : soit une maille de 20/20 cm.

Le maillage réalisé, il reste à écrire l'équation différentielle de Lagrange pour tous les nœuds. En résolvant le système d'équations suivant, tous les déplacements verticaux sont connus, ce qui permet de connaître les efforts internes en chaque point du réseau :

$$[K] \{\omega\} = \{f\}$$

où

$[K]$  = matrice de rigidité globale

$\{\omega\}$  = vecteur des déplacements

$\{f\}$  = vecteur des forces appliquées

A ce stade, les efforts dans le radier peuvent être déduits des déplacements nodaux. Des cartographies de ces efforts sont également tracées pour faciliter le travail de l'utilisateur.

## 5. Généralisation de la solution radier

Le but, poursuivi à travers ce travail, est la généralisation des radiers en béton de fibres métalliques en remplacement des semelles de fondation classiques. Cependant, généraliser n'est pas facile lorsque, comme dans ce cas, le dimensionnement dépend de nombreux paramètres. Les dimensions de la maison, la disposition des murs porteurs, l'intensité des charges, l'épaisseur du radier, le type de sol, la profondeur de tassement sont autant de facteurs qui influencent le dimensionnement d'un radier.

La première étape de la généralisation consiste à regrouper quelques maisons types et à en faire la descente de charges. Ces deux opérations ont été réalisées dans un travail précédent. Quatre types de maisons sont identifiés et pour chacun de ceux-ci, deux nombres de poses hourdis sont distingués :

- les maisons de petites dimensions ( $\pm 80 \text{ m}^2$ )  
2 ou 3 poses hourdis
- les maisons de moyennes dimensions de type 1 ( $\pm 100 \text{ m}^2$ )  
2 ou 3 poses hourdis
- les maisons de moyennes dimensions de type 2 ( $\pm 120 \text{ m}^2$ )  
2 ou 3 poses hourdis
- les maisons de grandes dimensions ( $\pm 160 \text{ m}^2$ )  
1 ou 2 poses hourdis

Cette opération faite, il reste à faire varier les autres paramètres. Pour chaque cas identifié, une simulation est nécessaire : 480 simulations sont réalisées et regroupées dans des tableaux de résultats.

Pour ces simulations, les hypothèses suivantes sont faites :

- les murs de fondation sont modélisés par des charges linéaires ;
- les charges sont définies par les axes des murs de fondation ;
- le débord du radier par rapport aux murs extérieurs est fixé à 20 cm : les murs extérieurs de fondation étant d'épaisseur égale à 30 cm, les charges extérieures sont modélisées à 35 cm du bord du radier ;
- le module de Young est fixé à  $20000\text{N/mm}^2$  (pour tenir compte du fluage) et, le module de cisaillement équivaut donc à  $8547\text{ N/mm}^2$  ;
- la maille approche, dans la mesure du possible, la taille de 20/20 cm.

## **6. Généralisation de la solution radier**

### **6.1. Métrés**

Dans ce chapitre, une étude économique est menée : elle compare la solution des semelles traditionnelles aux radiers en béton de fibres métalliques. Dans cette optique, les différents postes d'exécution sont repris et quantifiés dans des métrés et ce, pour chaque cas type. L'objectif étant d'estimer les différences de coûts entre ces deux techniques, seuls les postes, variant d'une solution à l'autre, sont chiffrés, à savoir : le traçage, le coffrage, le ferrailage, le remblayage, le bétonnage, l'approvisionnement, la chape en cas de caves.

### **6.2. Résultats**

La figure ci-dessous met en évidence la différence moyenne de coûts entre la solution des semelles traditionnelles et celle des radiers en béton de fibres métalliques. Elle distingue clairement les habitations construites sur vides ventilés et les habitations avec caves dans lesquelles sont réalisées des chapes. De ce graphique, nous pouvons conclure que les radiers en béton de fibres métalliques rivalisent et même dépassent en terme de rentabilité la solution traditionnelle dans le cas de caves. Par contre, dans le cas de vides ventilés, les semelles classiques restent plus avantageuses bien que les avantages offerts par le radier pourraient justifier l'investissement. Il résulte également de cette analyse que la diminution de 3 cm du poste « chape » réduit en moyenne l'écart entre les deux solutions d'environ 300 € : cette somme est bien entendu proportionnelle à la superficie des caves.

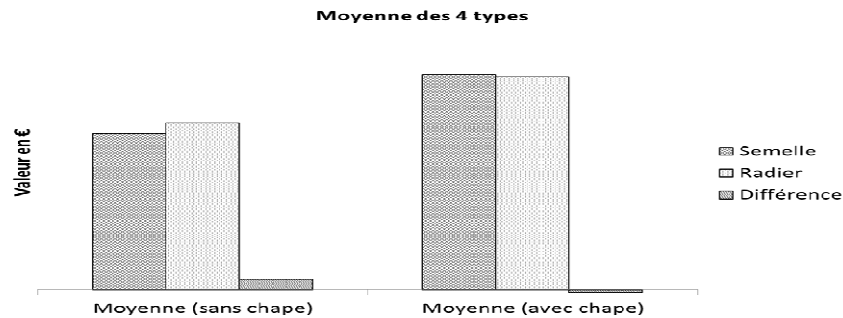


Figure 9 : Comparaison des coûts moyens des deux types de fondation

Le diagramme en colonnes, représenté sur la figure ci-après, permet d'analyser les résultats de manière plus poussée. Il présente les quatre types d'habitation : chacun de ceux-ci est divisé en deux sous-catégories suivant le nombre de poses hourdis. Pour chaque cas, la solution traditionnelle est comparée au radier en BFM et ce, avant et après le poste « chape ». La différence entre les deux techniques de fondation est représentée par le troisième bâtonnet. De ce graphique, il apparaît que certains types de maison sont plus adéquats à la mise en œuvre de la nouvelle solution. En effet, les maisons de petites et moyennes (de type 1) dimensions ainsi que le type 4 (deux poses hourdis) constituent les chantiers pour lesquels les radiers en BFM se révèlent plus ou moins rentables.

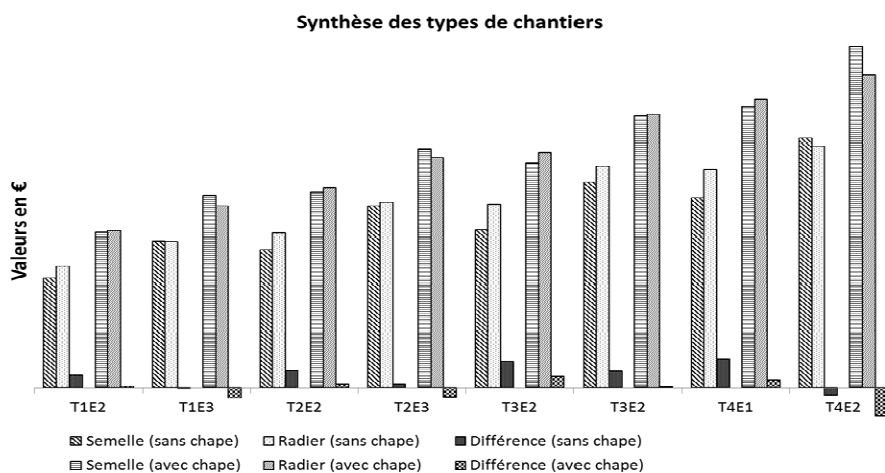


Figure 10 : Comparaison économique des deux solutions et ce, pour les principaux types d'habitation

Un autre enseignement peut être tiré : la nouvelle technique est toujours plus avantageuse dans le cas du plus grand nombre de poses hourdis. Ceci s'explique aisément : la différence de main d'œuvre (bétonnage et concassé) est réduite puisque les semelles passent de 20 à 30 cm alors que les radiers passent de 20 à 25 (voire restent à 20) cm. De plus, l'écart de volume de concassés est également diminué et ce, pour la même raison. La troisième explication tient au fait que le temps de coffrage augmente avec le nombre de poses hourdis pour les semelles classiques. Dans ce cas, il est nécessaire de placer un chevron supplémentaire sur le coffrage.

Il est à remarquer que la différence de coûts se creuse (à la défaveur des fibres) avec l'augmentation de la superficie du bâtiment. L'explication est simple : le coût engendré par l'augmentation du cubage de béton n'est ni compensée par l'accroissement du volume de concassés ni par l'augmentation de main d'œuvre. Il faut faire exception des grandes maisons comportant deux poses hourdis car les efforts provoqués, dans ce cas, peuvent être repris par un radier de 20 cm d'épaisseur. Ceci diminue de manière conséquente la différence de volume de béton mis en place puisque les semelles passent de 20 à 30 cm (les charges étant assez importantes).

### **6.3. Conclusions**

Il ressort de cette étude que la solution des radiers en BFM est surtout avantageuse pour les maisons composées de trois poses « hourdis » et dont la superficie n'est pas trop élevée ( $\leq 100 \text{ m}^2$ ). Dans le cas de caves, les radiers en bétons de fibres métalliques flirtent avec les semelles : la moyenne des coûts donne un gain de 68 €. Dans ces cas, les nombreux avantages apportés peuvent justifier l'emploi de cette technique. De surcroît, nous pourrions envisager, grâce à un apport de fibres synthétiques qui maîtrisent mieux le retrait, de supprimer les chapes en caves. Ceci permettrait de réaliser un gain moyen d'environ 1000 € duquel il faudrait retirer le coût des fibres synthétiques ( $0,5 \text{ à } 2 \text{ kg/m}^3$ ). Si cette option était mise en place, la nouvelle technique de fondation s'avérerait très avantageuse financièrement.



## 7. Sources

- [1] BEKAERT, CAMIOLA P, Business Development / Technical Calculation Manager Dramix® , les 29 mars & 5 mai 2010
- [2] CESCOTTO S., MASSONET C., *Mécanique des matériaux*, 2<sup>ème</sup> édition, Bruxelles, De Boeck Université, 2001.
- [3] NUYENS J., ROISIN V., VERDEYEN J., *Applications de la mécanique des sols 2*  
Paris, Dunod, 1971.
- [4] REBEYROL Mikaël, *Notions de base sur les fondations*, chapitre 3  
Lycée Livet, Nantes  
<http://mescoursdegeniecivil.wifeo.com/documents/Ptech3.pdf>
- [5] ROSSI P., *Le développement industriel des bétons de fibres métalliques*  
Paris, Presses Ponts et Chaussées, 2002.
- [6] TIMOSHENKO S., WOINOWSKY-KRIEGER S., *Théorie des plaques et des coques*, 2<sup>ème</sup> édition  
Paris, Librairie Polytechnique Ch. Béranger, 1961.
- [7] VERDEYEN J., *Mécanique du sol et fondations*, 2<sup>ème</sup> édition  
Paris, Editions Eyrolles, 1952.
- [8] VILLARD Pascal, *Les fibres : module 3.3*  
Institut Universitaire de technologie, Grenoble  
<http://iut-tice.ujf-grenoble.fr/tice-espaces/GC/materiaux/mtx3/CoursMateriaux/3.3.pdf>
- [9] WAYNE C., TENG D., *Calcul des fondations et des murs de soutènement*  
Paris, Editions Eyrolles, 1966.