

PLANCHERS À DALLES ALVÉOLÉES : AUGMENTATION DES PERFORMANCES PAR FONCTIONNEMENT COMPOSITE

Sébastien BERNARDI, Elliot POLANIA, André de CHEFDEBIEN

Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie du Béton (CERIB)

1. INTRODUCTION

Les éléments de plancher préfabriqués en béton sont aujourd'hui très couramment utilisés en raison notamment de leurs performances mécaniques et de leur rapidité de mise en œuvre, cela grâce à des procédés industriels maîtrisés. À ce titre, les dalles alvéolées précontraintes permettent d'atteindre de grandes portées, généralement posées sans étais, associées ou non à une dalle de béton coulée en place.

Ce type de plancher est, en France, principalement utilisé pour les immeubles de bureaux, les bâtiments industriels et commerciaux ainsi que dans les parkings.

L'objectif de l'étude présentée ici est de développer une méthode de calcul pour les planchers composites poutres – dalles alvéolées précontraintes communément rencontrés en France, en tenant compte de la rigidité des appuis. En effet, le règlement de calcul actuellement en vigueur en France [1] ne propose aucune méthode pour le dimensionnement de ces planchers.

La méthode une fois validée sera introduite dans la future norme NF DTU de conception et de mise en œuvre, qui deviendra d'ici quelques mois le nouveau référentiel, en complément de la norme européenne EN 1168 [2].

2. COMPORTEMENT DU PLANCHER

Les éléments sur lesquels les dalles alvéolées s'appuient sont généralement des voiles en béton, des poutres en béton armé ou précontraint, voire métalliques. En fonction de leur rigidité de flexion et des charges appliquées au plancher, ces poutres fléchissent, provoquant une déformation transversale des dalles alvéolées, induisant ainsi des contraintes de cisaillement transversal [3] [4]. Ce mécanisme est à l'origine d'une diminution de la résistance à l'effort tranchant des dalles alvéolées pouvant aller jusqu'à 70% [5].

À l'opposé, dans le cas de montage avec des appuis peu déformables, les dalles alvéolées jouent un rôle de table de compression de la poutre porteuse, augmentant ainsi la résistance en flexion et à l'effort tranchant de la poutre en T composite [6] [7] [8].

3. L'ACTION COMPOSITE

Lorsque le plancher est soumis à une charge uniformément répartie, les dalles et la poutre se déforment simultanément. La flexion de la poutre entraîne une flexion transversale des dalles (non armées transversalement), induisant des fortes contraintes de compression en membrure supérieure à mi-plancher ainsi qu'une distorsion de cisaillement des dalles de rive au voisinage de l'appui de la poutre (cf. figure 1). La variation des contraintes normales dans la fibre supérieure et la fibre inférieure des dalles de rive induit un flux de cisaillement dans les nervures.

La cohésion et l'adhérence mécanique ainsi que le frottement entre la poutre et les dalles au droit de l'interface induisent aussi un flux de cisaillement dans la direction de la portée de la poutre aux niveau des nervures en empêchant le glissement relatif entre les dalles et la poutre. Sans cette cohésion, le cisaillement des âmes serait très réduit, or dans la pratique, il est impossible d'empêcher un certain degré de glissement entre les dalles et la poutre.

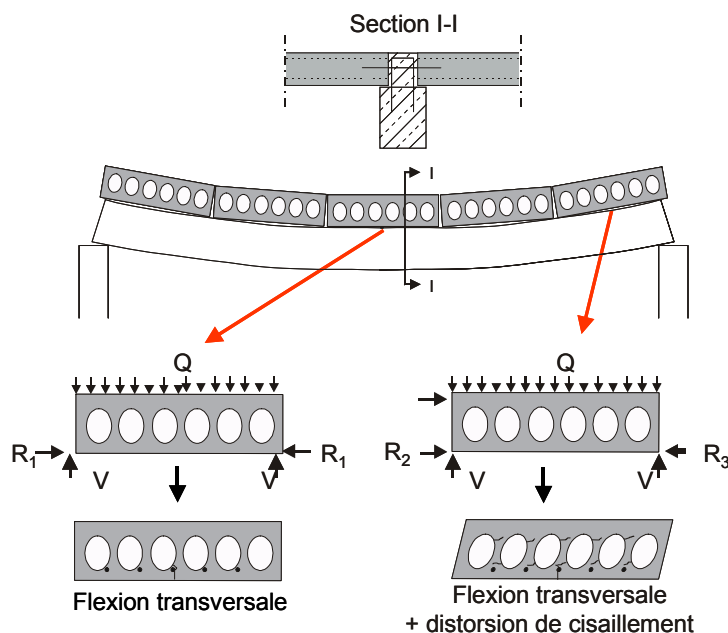
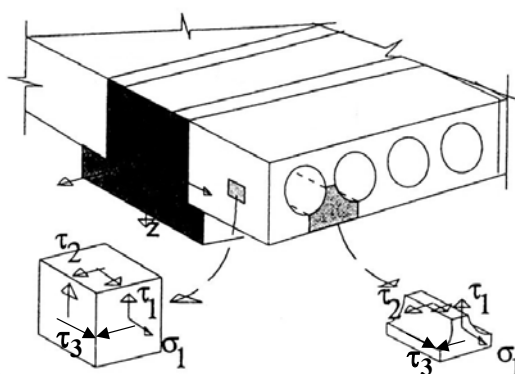


Figure 1 – Mise en évidence du flux de cisaillement dans les dalles alvéolée sur appuis flexibles

Les différents flux se cumulent alors au cisaillement dû à l'effort tranchant, et se combinent aux contraintes normales de compression (cf. figure 2). La ruine des dalles alvéolées se produit lorsque la contrainte principale de traction, compte tenu des nouvelles composantes de cisaillement, excède la résistance à la traction du béton.



avec :

- σ_1 due à la force de précontrainte
- τ_1 due à l'effort tranchant vertical
- τ_2 due au flux de cisaillement dans la direction transversale
- τ_3 due au flux de cisaillement dans la direction longitudinale

Figure 2 – État de contraintes au niveau des nervures des dalles alvéolées

4. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET NUMÉRIQUE

L'étude a couplé approche numérique par éléments finis (Castem 2000) et expérimentation. Deux essais à l'échelle 1 réalisés au CERIB, ainsi que des résultats expérimentaux issus de la bibliographie, ont permis de valider le modèle numérique. Une étude paramétrique a ensuite pu être réalisée afin de proposer une méthode de calcul pour le dimensionnement des planchers composites poutres – dalles alvéolées précontraintes.

4.1. Modélisation numérique

4.1.1. Détails du modèle

Afin de pouvoir visualiser les cisaillement dans les trois directions, nous avons choisi un modèle 3D constitué d'éléments cubiques pour les dalles alvéolées, les poutres, les interfaces et d'éléments barres pour les armatures. L'adhérence acier - béton a été considérée comme parfaite, la précontrainte ayant été introduite à l'aide de forces nodales avec une évolution linéaire. Les lois de comportement des matériaux ont été prises élastiques, sauf au niveau des interfaces pour lesquelles une loi d'endommagement (Microiso) a été introduite.

Ce modèle appartient à une famille de modèles conçus avec pour seul objectif de simuler les effets de l'anisotropie induite. En fonction des sollicitations, la fissuration prend une orientation privilégiée, créant ainsi de l'anisotropie. Suivant l'échelle à laquelle le phénomène est regardé, l'anisotropie peut être modélisée soit au niveau du comportement du matériau, soit au niveau du comportement de la structure. Elle peut être mesurée en évaluant la variation de la raideur normale dans la direction du chargement en fonction de son orientation par rapport à la direction de la fissuration (cf. figure 3).

Suite aux travaux de FICHANT [9], il a été montré à partir d'essais numériques et de validations expérimentales que l'arrangement structural de l'endommagement isotrope est suffisant pour représenter correctement les effets de l'anisotropie induite. Le critère de HILLERBORG [10] a été choisi pour l'endommagement ainsi que celui de DRUCKER PRAGER pour la plasticité.

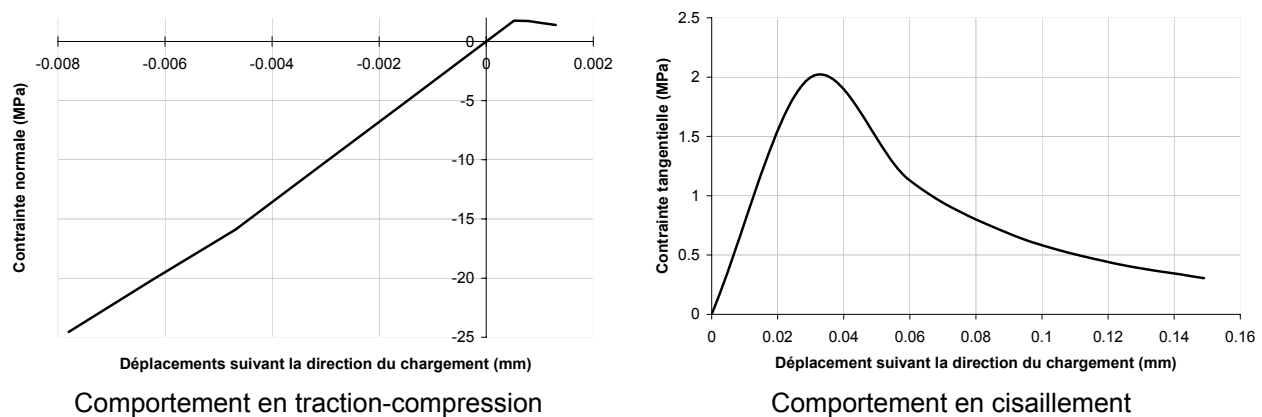


Figure 3 – Comportement du modèle d'endommagement isotrope Microiso

4.1.2. Descriptif du plancher

Le plancher modélisé comprenait huit dalles alvéolées précontraintes, quatre de part et d'autre de la poutre centrale. Seul un quart du plancher a été modélisé en raison des symétries géométrique et mécanique. Une charge linéique a été appliquée à 1,2 m de l'about des dalles.

En raison du caractère ponctuel du chargement, les effets de torsion dans les dalles alvéolées ont été minimisés en ajustant la rigidité de la poutre d'extrémité par rapport à la rigidité de la poutre centrale.

4.1.3. Résultats

Les figures qui suivent montrent brièvement les résultats issus de la modélisation. Le comparatif avec les résultats expérimentaux sont donnés dans le chapitre suivant.

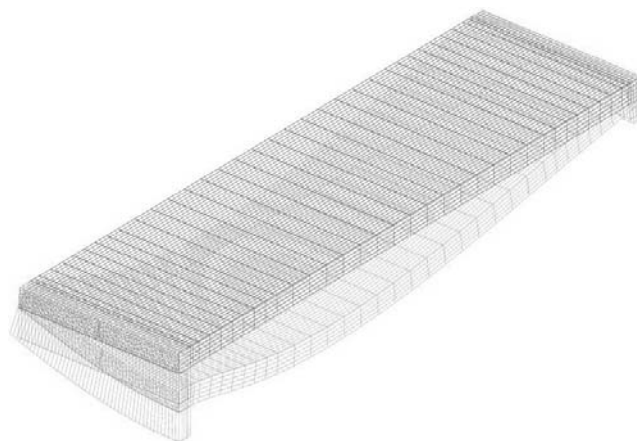
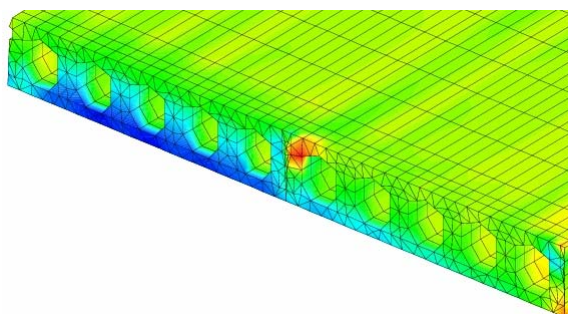
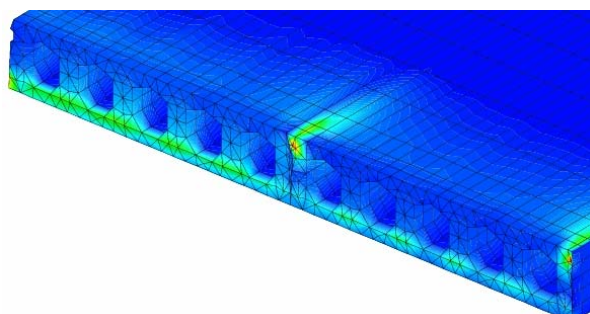


Figure 4 – Exemple de déformée du plancher (cas avec poutre rectangulaire en béton)



Contrainte de cisaillement due au flux de cisaillement dans la direction transversale



Contrainte de cisaillement due au flux de cisaillement dans la direction longitudinale

Figure 5 – Contraintes de cisaillement en section d'about des dalles alvéolées

4.2. Expérimentation

4.2.1. Description des corps d'épreuve

Les planchers testés étaient constitués de 8 dalles alvéolées précontraintes, d'épaisseur 26,5 cm et de 8 m de long, reposant sur une poutre centrale. Cette poutre était pour le premier essai une poutre en béton précontraint de section 40 cm x 40 cm et une poutre métallique de hauteur 17,5 cm pour le deuxième essai. Les dalles de bord (quatre dalles) avaient une largeur de 1,00 m (dalles démodulées) contre une largeur standard de 1,20 m pour les dalles centrales. Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments sont décrites dans les tableaux et figures ci-après.

Tableau 1 – Caractéristiques des dalles alvéolées

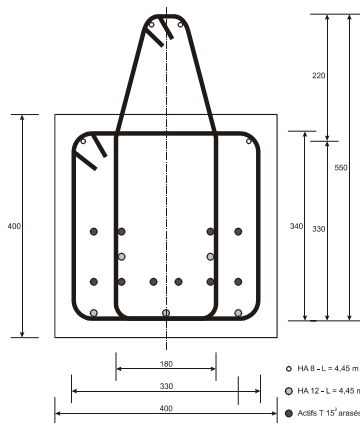
Classe du béton	B60
Épaisseur	26,5 cm
Longueur des dalles	8,00 m
Portée des dalles	7,90 m
Nombre d'alvéoles	5
Torons	T12,5 1860
Nombre de torons	10 à 4,5 cm
Dépassement des torons	10 cm (1 ^{er} essai) 15 cm (2 ^{ème} essai)



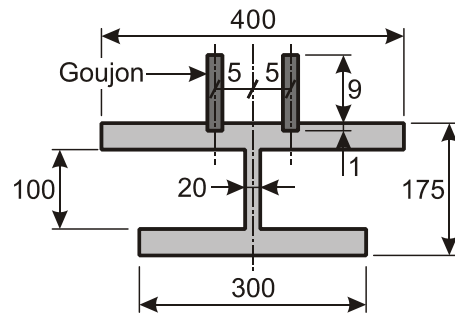
Figure 6 – Section des dalles alvéolées

 Tableau 2 – Caractéristiques de la poutre support centrale, 1^{er} et 2^{ème} essais

	Essai 1 poutre en béton	Essai 2 poutre métallique
Classe du béton	B50	-
Section poutre	1600 cm ²	280 cm ²
Longueur de la poutre	4,50 m	4,50 m
Portée poutre	4,40 m	4,40 m
Hauteur poutre	40 cm	17,5 cm
Largeur âme	40 cm	2 cm
Épaisseur talon / Largeur talon	-	3,5 cm / 30,8 cm
Épaisseur de l'âme / Hauteur de l'âme		2 cm / 10 cm
Largeur aile supérieure / inférieure		40 cm / 30 cm
Épaisseur aile supérieure / inférieure		3,5 cm / 4,0 cm
Torons T 15,2 1770 TBR :	- 6 à 7 cm - 4 à 17 cm	-
Armatures passives HA 12 :	- 3 à 3,5 cm - 2 à 12 cm	



Section transversale de la poutre en béton



Section transversale de la poutre métallique

Figure 7 – Sections des poutres centrales supports des dalles alvéolées



Figure 8 – Vue d'ensemble du plancher avant la mise en place du dispositif de chargement

Le descriptif des appuis est présenté sur les figures suivantes :

Aux extrémités, les dalles alvéolées reposent sur des profilés métalliques type HEB 240. En raison du caractère ponctuel du chargement (charge linéique à 1,20 m des abouts), les profilés ont été choisis de manière à minimiser les effets de torsion du fait des déplacements différentiels entre les appuis.

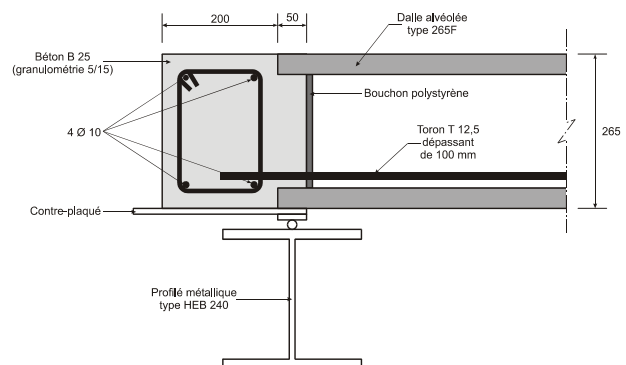
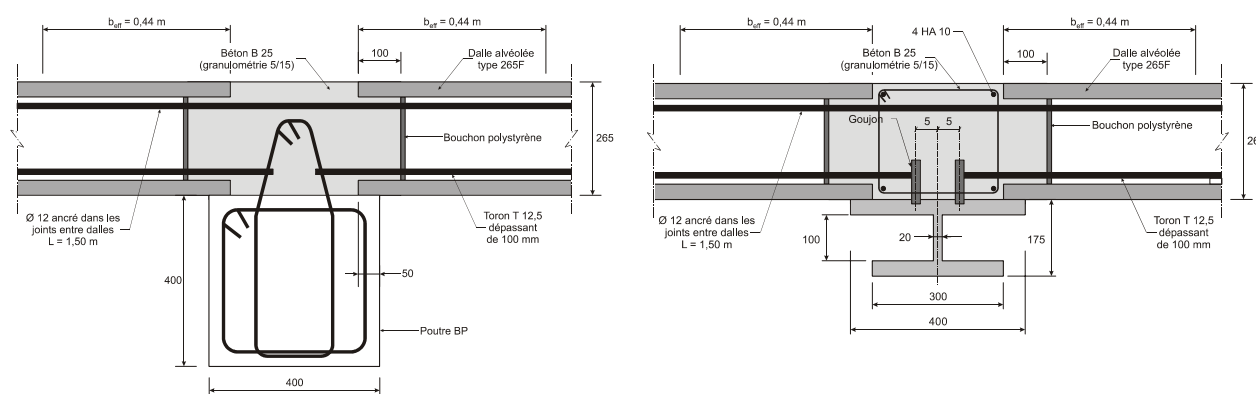


Figure 9 – Détails de l'appui aux extrémités



Détails de l'appui central sur la poutre en béton

Détails de l'appui central sur la poutre métallique

Figure 10 – Détails des appuis sur la poutre centrale

4.2.2. Dispositif de chargement

Une charge linéique a été appliquée à 1,20 m de l'about des dalles alvéolées, à l'aide de 4 vérins hydrauliques (de capacité maximale 500 kN) via des profilés métalliques afin de répartir la charge sur toute la largeur du plancher. Une vue d'ensemble du dispositif d'essai est représentée Figures 11 et 12 :

Figure 11 – Vue du dispositif de chargement avec système de répartition de la charge

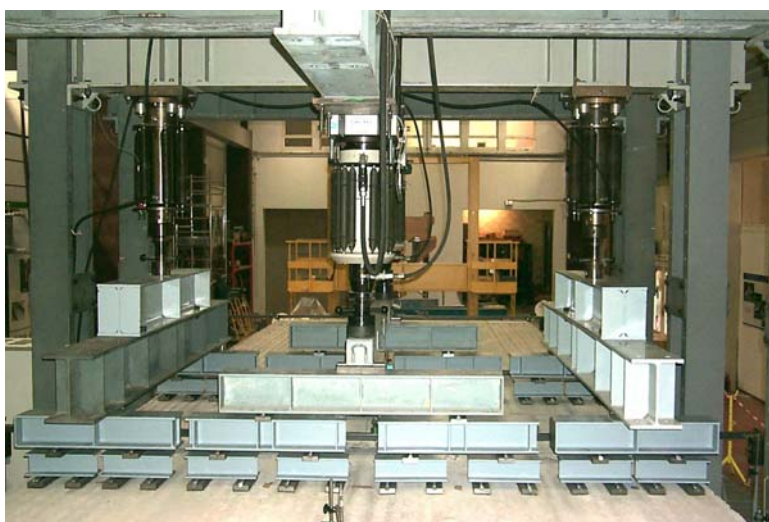


Figure 12 – Vue d'ensemble du plancher prêt à être testé



4.2.3. Instrumentation

Le dispositif de mesure était constitué de :

- capteurs de déplacement et comparateurs numériques :
 - mesure en 5 points des déplacements verticaux des dalles au niveau de la section de flèche maximale (à 2,20 m de l'about côté poutre centrale) ;
 - mesure en 5 points des déplacements verticaux de la poutre centrale et d'extrémité ;
 - mesure du glissement entre les dalles et la poutre ;
 - mesure de l'ouverture de l'interface verticale dalles-poutre ;
 - mesure du gauchissement des nervures dû au cisaillement transversal (figure 13).

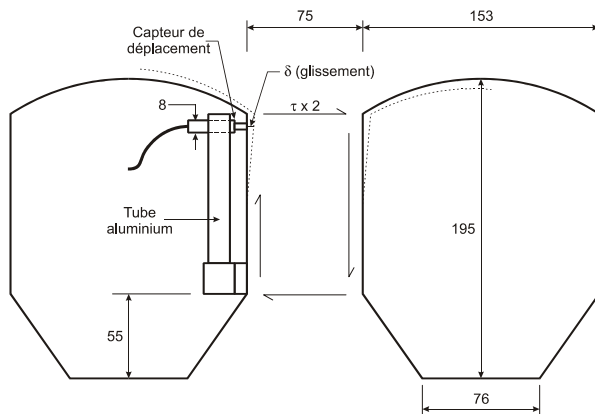


Figure 13 – Dispositif de mesure du gauchissement

- jauges de déformation :
 - mesure de la traction maximale en fibre inférieure de la poutre centrale ;
 - mesure à l'aide de rosettes à 45° des déformations principales au niveau des nervures des dalles alvéolées (figure 14).

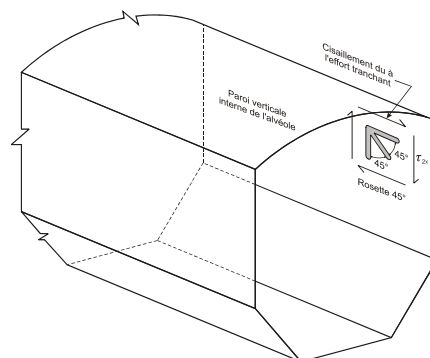


Figure 14 – Dispositif de mesure des déformations principales

5. RÉSULTATS DES ESSAIS

5.1. Comportement à rupture

La rupture s'est produite pour un effort tranchant égal à 210 kN/dalle pour l'essai n° 1 et 140 kN/dalle pour l'essai n° 2. La rupture a été brutale au niveau d'une dalle côté bord libre (dalle démodulée), sans l'apparition de fissures longitudinales au niveau des torons. La résistance à l'effort tranchant des dalles est fortement réduite en raison de la déformation transversale de la poutre métallique. La localisation et les faciès de rupture sont montrés sur les figures 15 à 17.

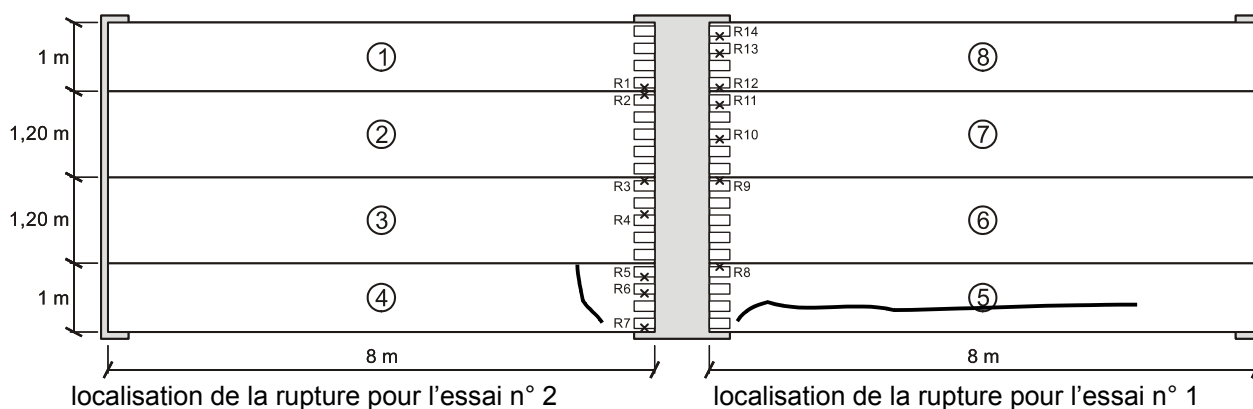


Figure 15 – Localisation de la rupture du plancher à dalles alvéolées



Figure 16 – Rupture lors de l'essai n° 1

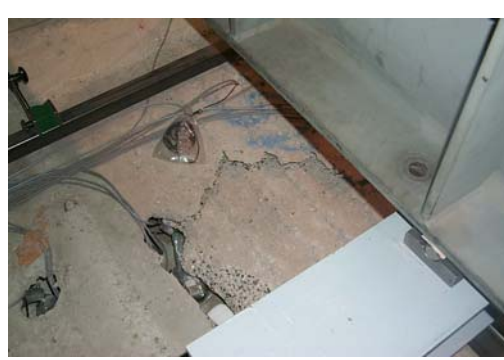


Figure 17 – Rupture lors de l'essai n° 2

À titre de comparaison, nous avons consigné dans le tableau 3 les valeurs de résistance à l'effort tranchant (cisaillement-traction en zones non fissurées) des dalles alvéolées calculées en appliquant le CPT Planchers Titre III [1] et l'Eurocode 2 [11].

Tableau 3 – Résistances à l'effort tranchant calculées à $h/2$

	CPT Titre III		Eurocode 2	
	essai n° 1	essai n° 2	essai n° 1	essai n° 2
$\gamma_b = 1 / C_v = 1$ $\gamma_c = 1 / \text{calcul avec } l_{pt}$	$V_{u2} = 365 \text{ kN}$	$V_{u2} = 313 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 316 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 272 \text{ kN}$
$\gamma_b = 2 / C_v = 0,85$ $\gamma_c = 1,5 / \text{calcul avec } 1,2 l_{pt}$	$V_{u2} = 155 \text{ kN}$	$V_{u2} = 133 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 204 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 175 \text{ kN}$

Les premiers calculs correspondent aux valeurs de résistances à l'effort tranchant calculées en prenant des coefficients de sécurité égaux à 1, afin de pouvoir les comparer aux valeurs mesurées expérimentalement. Les calculs avec les coefficients de sécurité inclus montrent que dans certains cas, les méthodes de calcul classiques ne sont pas suffisamment sécuritaires lorsque le plancher se déforme transversalement.

5.2. Déformations globales

Les figures 18 et 19 présentent l'évolution de la flèche de la poutre centrale et des dalles alvéolées en fonction de la charge appliquée.

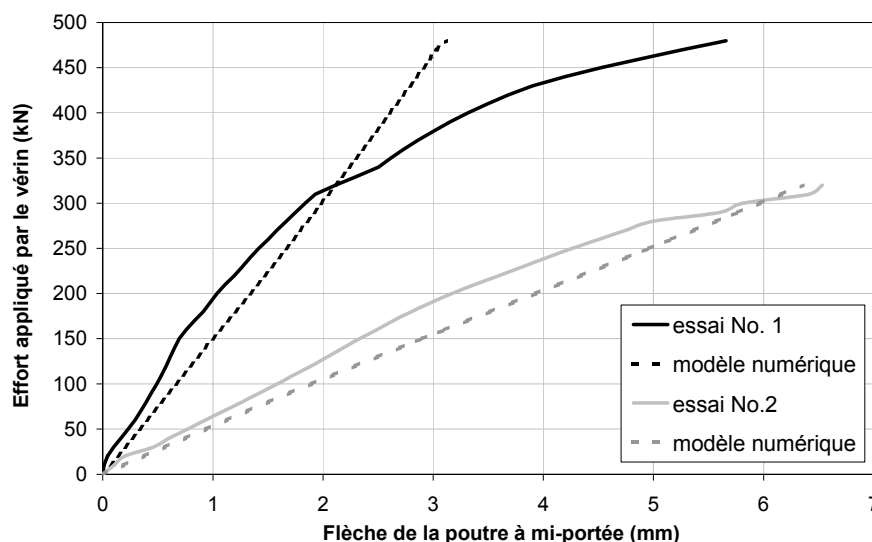


Figure 18 – Flèche de la poutre centrale à mi-portée

La flèche mesurée à rupture des poutres supports est voisine de 5 mm dans les deux cas, traduisant ainsi une rigidité importante des supports. On observe toutefois pour la poutre en béton une perte de rigidité au voisinage de 300 kN, due à l'apparition d'une fissure (peu ouverte) en membrure inférieure. Les valeurs de déformation mesurées par la jauge confirment bien cette fissuration. Pour une valeur d'effort appliquée donnée, la flèche de la poutre métallique est environ trois fois supérieure à la flèche de la poutre en béton précontraint.

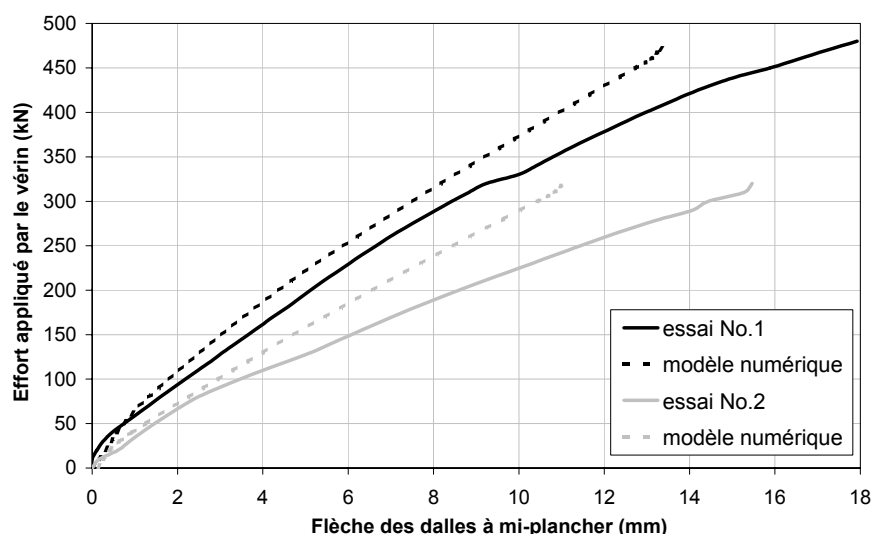


Figure 19 – Flèche des dalles alvéolées

Pour une valeur d'effort appliqué donnée, la flèche des dalles alvéolées pour l'essai n° 2 est environ deux fois supérieure à la flèche des dalles alvéolées pour l'essai n° 1.

Globalement, le modèle numérique fournit une bonne prédiction de la flèche de la poutre et des dalles alvéolées, bien-entendu tant que la poutre n'est pas fissurée.

5.3. Contraintes de cisaillement

Les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant ont été déterminées par un calcul élastique à partir des déformations principales mesurées à l'aide des rosettes à 45°, collées sur les nervures des dalles alvéolées à 20 cm de l'about.

La contrainte de cisaillement maximale due à l'effort tranchant vertical est égale à 4,7 MPa pour l'essai n° 1 et 8,0 MPa pour l'essai n° 2. Pour les autres nervures, les valeurs n'ont pas dépassées 3 MPa et 6 MPa respectivement.

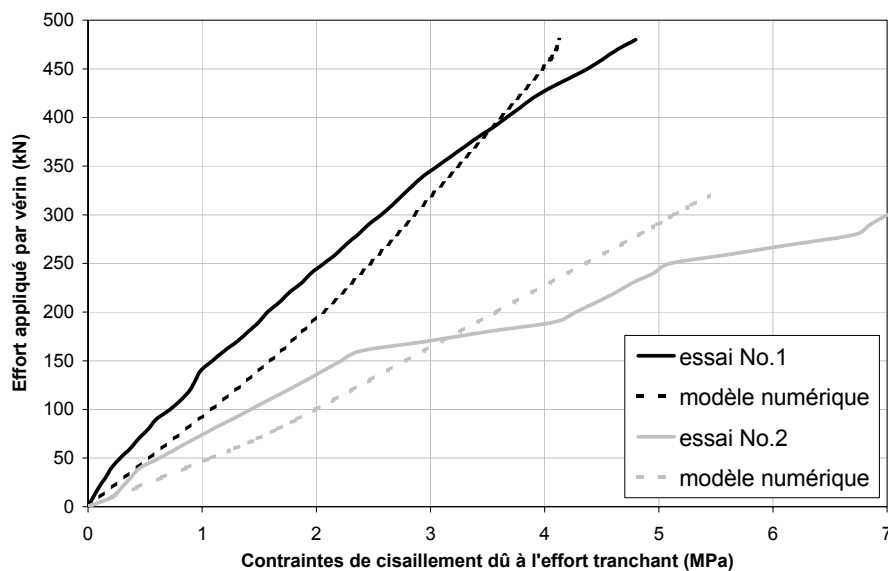


Figure 20 – Contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant

Les contraintes de cisaillement dues à la déformation transversale des dalles ont été déterminées par un calcul élastique à partir des valeurs de déplacement mesurées par les capteurs collés à l'intérieur des alvéoles à 20 cm de l'about.

La contrainte de cisaillement maximale due à la déformation transversale est égale à 3,2 MPa pour l'essai n° 1 et 2,6 MPa pour l'essai n° 2 (capteurs placés côté rupture). Pour les autres nervures, les valeurs n'ont pas dépassées 0,9 MPa et 1,2 MPa respectivement.

À effort appliqué donné, le cisaillement dû à la déformation transversale est environ égal à 10% du cisaillement dû à l'effort tranchant.

De la même manière que pour les flèches, on observe que le modèle numérique fournit une bonne prédiction des déformations locales.

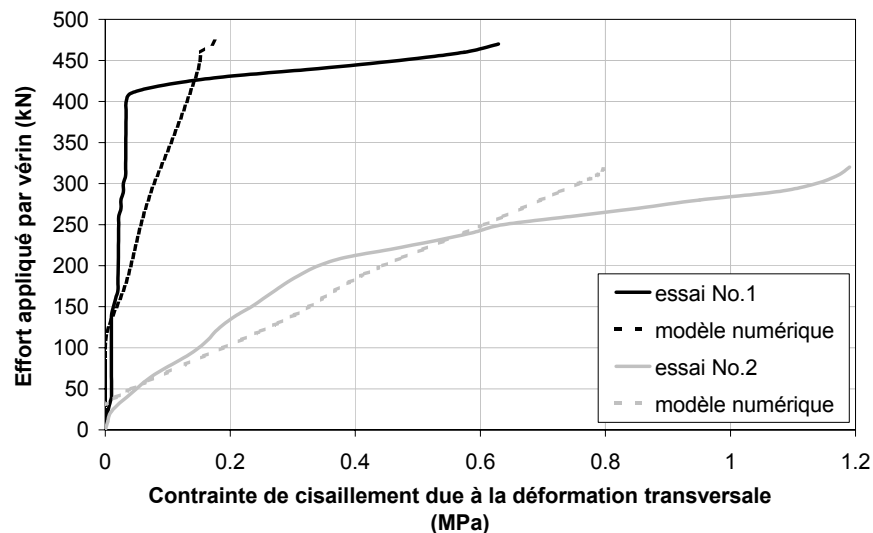


Figure 21 – Contraintes de cisaillement dues à la déformation transversale

6. MÉTHODE ANALYTIQUE

6.1. Description

Lorsque les dalles alvéolées reposent sur des appuis flexibles, les nervures des dalles sont soumises à l'effet concomitant du cisaillement dû à l'effort tranchant, au cisaillement dû à l'effet composite poutre-dalles et au cisaillement dû à la déformation transversale des dalles. Dans le cas d'appuis rigides (voiles ou poutres rigides en béton précontraint) le cisaillement dû à la déformation transversale des dalles est négligeable. D'une part, sous l'action des charges les dalles fléchissent longitudinalement induisant une rotation à l'appui. Cette rotation entraîne une ouverture du joint en partie supérieure qui rend la liaison verticale de clavetage inefficace sur une certaine hauteur. C'est donc sur la partie non altérée de cette liaison que pourront être transmis les efforts de cisaillement dont l'intensité n'est autre que celles des efforts normaux de compression supportés par la table de la section composite comme l'indique la figure ci-dessous.

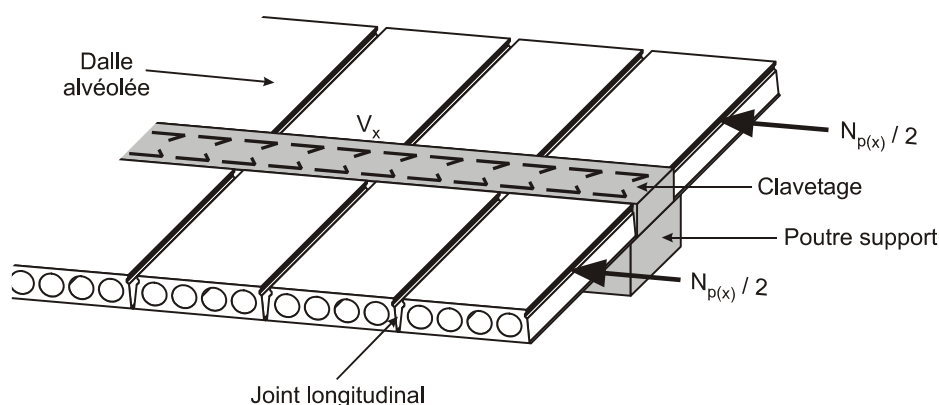


Figure 22 – Effort de compression sur la table dû à l'action composite poutre-dalles

Dans ce qui suit, le terme "poutre" désignera l'association de la poutre préfabriquée et de la section de clavetage homogénéisée par rapport au béton de la poutre.

En considérant que la table, constituée par la juxtaposition des dalles par l'intermédiaire des joints, ne peut compte tenu de la présence de ceux ci, transmettre que des efforts de compression $N(x)$ et si l'on suppose par ailleurs que la liaison dalles-clavetage est capable de transmettre cet effort à la poutre, la réduction des sollicitations au niveau du centre de gravité de la poutre s'écrit :

$$M_p(x) = M_{\text{ext}}(x) - N(x) \delta$$

en désignant par :

M_{ext} le moment extérieur sollicitant à l'abscisse x le montage poutre-table, $N(x)$ l'effort normal (traction sur la poutre et compression sur les dalles) et δ la distance du centre de gravité de la poutre au centre de gravité de la poutre au centre de gravité de la partie comprimée (figure 23).

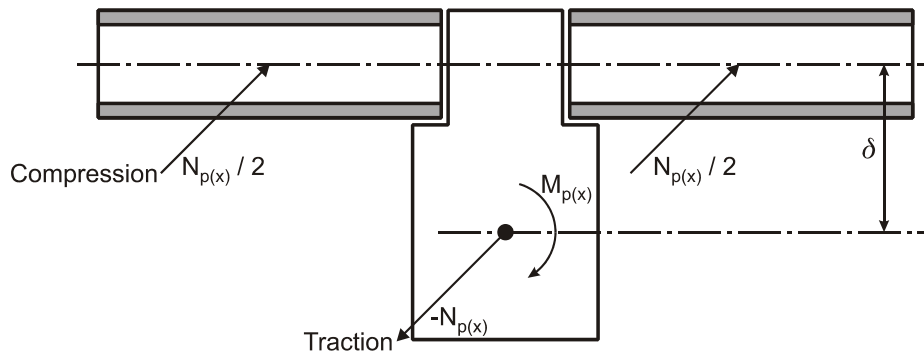


Figure 23 – Représentation de la compression au niveau de l'axe neutre des dalles et de la traction au centre de gravité de la poutre

En adoptant comme loi de variation de l'effort de compression dans la table la même loi que celle du moment extérieur $M_{\text{ext}}(x)$, il est possible de déterminer un coefficient de réduction des sollicitations. Ce coefficient est exprimé en fonction du rapport de rigidité axiale entre la poutre (poutre préfabriquée et clavetage) et la table (dalles alvéolées et joints verticaux). L'expression de ce coefficient réducteur s'écrit :

$$K = \frac{1}{1 + \frac{I_p}{A_p \delta^2} \left(1 + \frac{E_p A_p}{E_T A_T} \right)}$$

À partir de cette expression, on peut déterminer le moment sollicitant la poutre :

$$M_p = M_{\text{ext}} (1 - K)$$

Le moment de flexion transversal peut alors être évalué à partir de l'équation suivante :

$$M_D(x) = M_p(x) \frac{E_D I_D}{E_p I_p} \frac{1}{(1 - \nu^2)}$$

En ce qui concerne la liaison entre les dalles alvéolées et la poutre porteuse (cisaillement des nervures), la vérification est réalisée à l'état limite ultime et l'effort tranchant sollicitant est donné par :

$$V_{sd} = \frac{1}{2} \frac{M_{\text{ext}}(x) - M_p(x)}{0,8 \times d}$$

Les contraintes de cisaillement due respectivement à la déformation transversale des dalles et à l'effet composite sont alors égales à :

$$\tau_2 = \frac{V_{sd}}{b_w b_{\text{eff}}} \quad \tau_3 = \frac{V_{sd}}{b_w h_{\text{ct}}}$$

où b_{eff} est la largeur de calcul de la table de compression, prise égale au dixième de la portée de la poutre. À noter, qu'à partir des valeurs de flèche mesurées, et en déterminant l'inertie de la section composite, nous avons évalué la largeur effective de la table de compression de la poutre composite. Une valeur expérimentale voisine de $L/3$ a été trouvée.

6.2. Applications

Cette méthode a été appliquée au cas des planchers testés au CERIB, les résultats sont présentés dans le tableau suivant. Ils ont été obtenus par un calcul à l'état limite ultime, pour une charge d'exploitation de 300 kN (effort appliquée par vérin), et pour des charges permanentes correspondant au poids propre des éléments.

Table 4 – Résultats avec la méthode analytique

	Essai n° 1	Essai n° 2
Coefficient de réduction K	0,26	0,48
Contrainte de cisaillement τ_2 due à la déformation transversale (MPa)	1,38	3,28
Contrainte de cisaillement τ_3 due à l'effet composite (MPa)	1,52	3,60

7. CONCLUSION

Cette importante étude a permis :

- de mettre en évidence, et surtout de quantifier, l'influence de la rigidité du support sur le comportement mécanique du plancher ;
- d'élaborer une méthode analytique et de la valider sur la base de résultats d'essais.

La méthode de calcul proposée pourra être introduite dans la prochaine norme NF DTU pour le calcul et la mise en œuvre des planchers à dalles alvéolées.

8. BIBLIOGRAPHIE

- [1] CPT "Planchers" TITRE III (1ère partie), Planchers confectionnés à partir de dalles alvéolées en béton précontraint. Cahier du CSTB, livraison 370, cahier 2892, Juin 1996.
- [2] EN 1168, Produits préfabriqués en béton – Dalles alvéolées. CEN TC 229, Mai 2005.
- [3] PAJARI M., Shear Resistance of prestressed hollow-core slabs on flexible supports. VTT Publications 228, Technical research centre of Finland, Espoo, 1995.
- [4] fib, Special design considerations for precast prestressed hollow core floors. Bulletin d'information du CEB-FIP n° 6, January 2000.
- [5] LESKELÄ M.V., Strength reduction in hollow core slabs when supported by beams and girders. Nordic concrete research n° 10, pages 105-120, 1991.
- [6] WALRAVEN J.C., MERCX W.P.M., The bearing capacity of precast hollow core slabs. TNO for building Materials and structures, n° 28, Delft, 1983.
- [7] DARDARE J., Étude de l'association dalles alvéolées – poutres. CERIB, DER, Mars 1990.
- [8] PISANTY A., The shear strength of extruded hollow core slabs. Materials and Structures, n° 25, pages 224-230, 1992.
- [9] FICHANT S., Endommagement et anisotropie induite du béton de structures. Modélisations approchées. Laboratoire de Mécanique et Technologie (E.N.S. de Cachan/C.N.R.S./Université de Paris 6) Cachan, Août 1996.
- [10] HILLERBORG A. The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_f of concrete in Materials and Structures, vol. 18, n° 106, 1985, pp. 291-296.
- [11] EN 1992-1-1, Eurocode2 : Calcul des structures en béton – Partie 1: Règles générales et règles pour les bâtiments. CEN TC 250, Avril 2004.

9. NOTATIONS

A_p	section droite de la poutre
A_T	section droite de la table
b_{eff}	largeur de calcul de la table de compression, prise égale à $L/10$
b_w	largeur des nervures des dalles alvéolées suivant la ligne de moindre résistance
d	hauteur utile de la poutre
E_p	module d'élasticité de la poutre
E_T	module d'élasticité de la table
E_D	module d'élasticité des dalles
h_{ct}	somme des épaisseurs de la membrure supérieure et inférieure
I_D	inertie des dalles alvéolées
I_p	inertie de la poutre
ν	coefficient de Poisson