

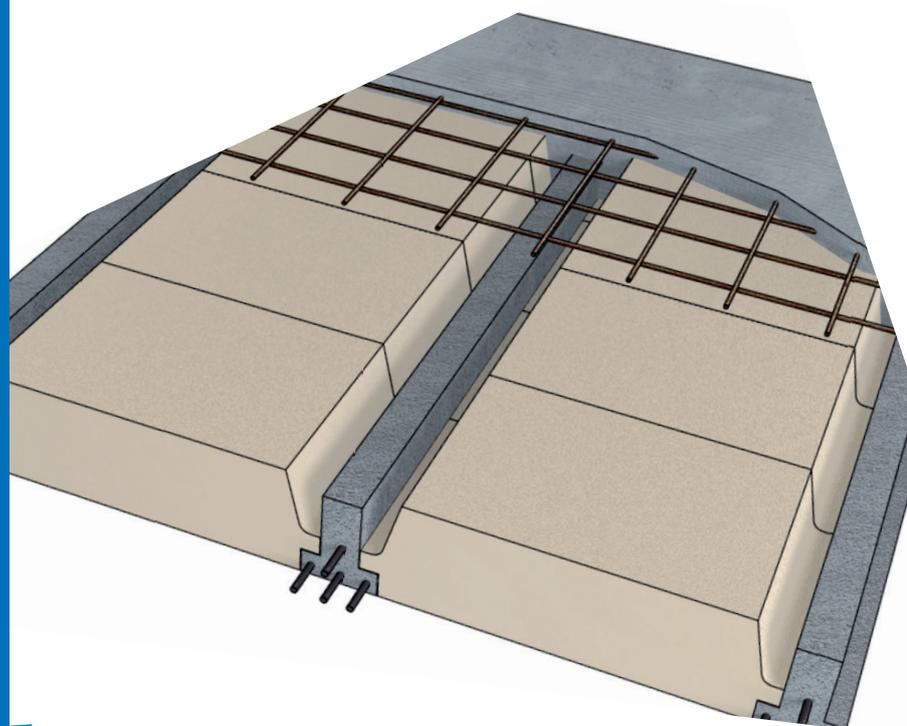
393.E - JUILLET 2024

# ÉTUDES ET RECHERCHES

VÉRIFICATION DES PLANCHERS  
POUTRELLES/ENTREVOUS  
SOUS SOLLICITATION  
SISMIQUE : DÉFINITION D'UNE  
MÉTHODOLOGIE DE CALCULS

ARMAND LEROUX  
MATTHIEU SCALLIET

**CERIB**  
Expertise concrète





# Vérification des planchers poutrelles/entrevous sous sollicitation sismique : définition d'une méthodologie de calculs

## Avant-propos

Ce rapport est articulé en deux parties :

- la première partie est destinée au lecteur qui souhaite apprécier très rapidement si l'étude évoquée le concerne, et donc si les méthodes proposées ou si les résultats indiqués sont directement utilisables pour son entreprise ;
- la deuxième partie de ce document est plus technique ; on y trouvera donc tout ce qui intéresse directement les techniciens de notre industrie.

© 2024 CERIB – CS 10010 – 28233 Epernon Cedex

ISSN 0249-6224 – EAN 9782857553656

393.E – juillet 2024

Tous droits de traduction, d'adaptation et de reproduction  
par tous procédés réservés pour tous pays.

*Le Code de la propriété intellectuelle n'autorisant, aux termes des alinéas 2 et 3 de son article L. 122-5, d'une part, que les « copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective » et, d'autre part, que les analyses et les courtes citations dans un but d'exemple et d'illustration, « toute représentation ou reproduction intégrale, ou partielle, faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause, est illicite » (article L. 122-4).*

*Cette représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait donc une contrefaçon exposant son auteur à des poursuites en dommages et intérêts ainsi qu'aux sanctions pénales prévues à l'article L. 335-2 du Code de la propriété intellectuelle.*

# Sommaire

---

<b>1. Introduction</b>	<b>5</b>
<b>2. Méthodologie de calcul</b>	<b>7</b>
2.1. Hypothèses numériques	7
2.2. Types de calculs	7
2.3. Les matériaux	9
2.4. Les types d'éléments finis	9
2.5. Conditions limites et chargements	9
2.6. Type de résultats observés et critères utilisés	10
2.6.1. Monolithisme entre une poutrelle et le béton coulé en place	10
2.6.2. Vérification de la fonction diaphragme	17
2.6.3. Vérification de la fonction tirant-buton	18
2.7. Applications sur une structure simple	19
2.7.1. Structure simple avec ouvertures	19
2.7.2. Structure simple sans ouvertures	28
<b>Bibliographie</b>	<b>32</b>
<b>Index des figures</b>	<b>33</b>
<b>Index des tableaux</b>	<b>33</b>



# 1. Introduction

---

Lorsqu'il est nécessaire de justifier les ouvrages de type bâtiments sous les actions sismiques, la réglementation impose le respect de la norme NF EN 1998-1 [1] (septembre 2005) accompagnée de son annexe nationale 2007 [2] et pour certains types d'ouvrages (bâtiments simples de type Maison Individuelle ou assimilés), permet en alternative le renvoi à la norme NF P 06-014 (règles PSMI89) [4]. Les règles PSMI89 doivent par ailleurs être prochainement remplacées par les règles CPMI dont le texte est à ce jour finalisé mais pas encore validé d'un point de vue réglementaire.

Ces règles forfaitaires simplifiées permettent la justification sans calcul approfondi, d'ouvrages répondant à des critères et dispositions constructives minimales. Le principe de justification sans calculs est particulièrement adapté aux ouvrages de type maisons individuelles ou bâtiments assimilés réalisés à partir de poutrelles et entrevous. Les critères autorisant leur application sont toutefois limitatifs et certains ouvrages échappent à leur domaine d'emploi.

Dans ce contexte et dans le cadre de son programme d'Etudes et Recherches, le CERIB a lancé une étude (n° DS035) afin d'étudier ces bâtiments échappant au domaine d'emploi des CPMI au travers de deux bâtiments représentatifs du domaine étendu visé et repris de l'étude commune CSTB/CERIB réalisée pour valider l'utilisation du procédé rupteurs en zone sismique pour les planchers poutrelles/entrevous (une maison individuelle hors cadre CPMI et un petit collectif).

Le but de cette étude est donc d'identifier un domaine (s'il existe), plus étendu que celui défini dans les règles PSMI/CPMI, pour lequel il n'est pas nécessaire de réaliser, pour un plancher non équipé de rupteurs thermiques, ou pour la zone courante d'un plancher équipé de rupteurs, des vérifications complémentaires à celles requises en situation non sismique moyennant l'application de dispositions forfaitaires. Il est possible d'imaginer, pour valider ce domaine, d'adopter des dispositions constructives spécifiques (renforcement du treillis soudé dans la dalle par exemple).

L'étude devrait donc permettre de faciliter les justifications des planchers à poutrelles et entrevous en zone sismique en permettant de s'affranchir dans un certain nombre de cas, de calculs spécifiques pour les planchers (vérifications du monolithisme, de la fonction tirant-buton et de la fonction diaphragme).



## 2. Méthodologie de calcul

---

Une méthode de modélisation numérique, exposée ci-après, est définie dans la première phase de cette étude et applicable dans le cas de planchers poutrelles/entrevous avec ou sans rupteurs.

Elle va permettre d'effectuer les trois vérifications des planchers à poutrelles/entrevous des deux bâtiments à étudier :

- Vérification du monolithisme ;
- Vérification de la fonction tirant-buton ;
- Vérification du dimensionnement du diaphragme.

Cette méthode pourra être utilisée dans deux cas :

- Dans le cadre de cette étude pour définir le domaine d'emploi étendu en étudiant deux bâtiments représentatifs ;
- Lorsqu'une justification s'avèrera nécessaire pour un BE : bâtiment hors domaine d'emploi étendu.

### 2.1. Hypothèses numériques

Pour répondre à la problématique sismique de l'étude, l'ensemble des bâtiments seront modélisés et étudiés à l'aide de la méthode des éléments finis proposée par le logiciel ANSYS.

### 2.2. Types de calculs

Un premier calcul modal est réalisé sur le bâtiment pour lequel la somme des masses modales effectives du bâtiment doit permettre d'atteindre au minimum :

- 90 % de la masse totale de la structure ;
- ou 70 % de la masse totale de la structure, à condition de prendre en compte les modes résiduels.

Avec les résultats de ce calcul modal, trois calculs spectraux peuvent être réalisés avec la combinaison quadratique complète des modes propres, appelée méthode CQC (Complete Quadratic Combination) :

- Calcul spectral suivant X pour obtenir les effets  $E_{Edx}$  de cette action ;
- Calcul spectral suivant Y pour obtenir les effets  $E_{Edy}$  de cette action ;
- Calcul spectral suivant Z pour obtenir les effets  $E_{Edz}$  de cette action.

Pour ces calculs sismiques, les charges appliquées sur la structure sont les suivantes :

$$G + \Psi_E Q \text{ avec } \Psi_E = \Psi_2 \Phi$$

Les maisons individuelles font partie de la catégorie A ( $\Psi_2 = 0.3$  selon le § A1.2.2 de la NF EN 1990 [5]) avec ces étages courants à occupations corrélées ( $\Phi = 0.8$  selon le § 4.2.4 la NF EN 1998-1) et son toit ( $\Phi = 1$  selon le § 4.2.4 la NF EN 1998-1)

Pour cette situation sismique, un calcul statique sera également réalisé afin d'obtenir les résultats de la structure sous charges gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges d'exploitations) :

$$G + \Psi_2 Q$$

Comme l'indique la NF EN 1990 § 6.4.3.4(2) [5], l'ensemble de ces calculs seront combinés sur l'ensemble de la structure ou sur une partie de la structure de la manière suivante :

$$G + \Psi_2 Q + A_{Ed}$$

Où « + » signifie « être combiné avec »

L'action sismique  $A_{Ed}$  sera la combinaison la plus pénalisante entre les trois calculs spectraux ( $E_{Edx}$ ,  $E_{Edy}$ ,  $E_{Edz}$ ) :

$$\pm E_{Edx} \pm 0.3 E_{Edy} \pm 0.3 E_{Edz}$$

(permutation circulaire sur X, Y, Z, cf. NF EN 1998-1 § 4.3.3.5.2 [1])

En France métropolitaine, la composante verticale n'a pas lieu d'être prise en compte.

Toutefois dans la vérification de la surface de reprise, il est justifié de la prendre en compte contenu que la résistance  $V_{rdi}$  se trouve dégradée sous un chargement dynamique de type séisme et que par conséquent le dimensionnement à l'ELU statique n'est pas forcément enveloppe.

Afin d'avoir une référence de calcul simple à évaluer permettant de vérifier le correct dimensionnement du plancher sous combinaisons d'actions de situations durables, un calcul à l'ELU statique sera également mené dans cette étude avec la combinaison de charge fondamentale suivante :

$$1.35G + 1.5Q$$

Les contraintes de glissement obtenues numériquement  $V_{Edi}$  pourront notamment être comparées à  $V_{rdi}$  sismique déterminée à partir des essais cycliques réalisés sur des planchers à poutrelles et entrevous au CERIB en 2007 pour différents types de montages.

L'ensemble des combinaisons étudiées sont les suivantes :

N°	Combinaison	N°	Combinaison
1	$G + \Psi_2 Q$	14	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x - E_y - 0.3E_z$
2	$1.35G + 1.5Q$	15	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x + E_y + 0.3E_z$
3	$G + \Psi_2 Q + E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$	16	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x - E_y + 0.3E_z$
4	$G + \Psi_2 Q + E_x - 0.3E_y + 0.3E_z$	17	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x + E_y - 0.3E_z$
5	$G + \Psi_2 Q + E_x + 0.3E_y - 0.3E_z$	18	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x - E_y - 0.3E_z$
6	$G + \Psi_2 Q + E_x - 0.3E_y - 0.3E_z$	19	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x + 0.3E_y + E_z$
7	$G + \Psi_2 Q - E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$	20	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x - 0.3E_y + E_z$
8	$G + \Psi_2 Q - E_x - 0.3E_y + 0.3E_z$	21	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x + 0.3E_y - E_z$
9	$G + \Psi_2 Q - E_x + 0.3E_y - 0.3E_z$	22	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x - 0.3E_y - E_z$
10	$G + \Psi_2 Q - E_x - 0.3E_y - 0.3E_z$	23	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x + 0.3E_y + E_z$
11	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x + E_y + 0.3E_z$	24	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x - 0.3E_y + E_z$
12	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x - E_y + 0.3E_z$	25	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x + 0.3E_y - E_z$
13	$G + \Psi_2 Q + 0.3E_x + E_y - 0.3E_z$	26	$G + \Psi_2 Q - 0.3E_x - 0.3E_y - E_z$

## 2.3. Les matériaux

Etant donné les types de calculs réalisés, l'ensemble des lois de comportement utilisées dans cette étude sont élastiques linéaires.

Les différents éléments pris en compte dans la modélisation avec les particularités de leur matériau sont repris de l'étude rupteurs :

- Les murs : module d'élasticité divisé par deux pour tenir compte de la fissuration (NF EN 1998-1 4.3.1(7)) [1] et prise en compte de la masse via la masse volumique (exemples : murs en maçonnerie chaînée avec un module d'élasticité à considérer de 2 GPa et une masse volumique de 1000 kg/m<sup>3</sup>) ;
- Les tables de compression des planchers (exemple : béton de classe C25/30 avec  $E_{cm}=31$  GPa) où les différentes charges, comme les charges permanentes, les surcharges d'exploitation (affectées d'un coefficient  $\psi_2 = 0.30$  pour l'action sismique dans le cas de bâtiment à usage d'habitation) et la masse des planchers (masse des poutrelles, de la dalle de répartition et des entrevous) sont prises en compte via une masse surfacique ;
- Les poutrelles et le béton de clavetage (exemple : béton de classe C30/37 avec  $E_{cm}=33$  GPa) ;
- Les chaînages (exemple : béton de classe C25/30 avec  $E_{cm}=31$  GPa) avec prise en compte de la masse via la masse volumique 2500 kg/m<sup>3</sup> ;
- La toiture légère (diaphragme rigide) : la masse de celle-ci est considérée au travers de la masse volumique 750 kg/m<sup>3</sup> d'un plancher infiniment rigide. A noter que l'influence de l'hypothèse de diaphragme rigide a été étudiée : les résultats avec ou sans diaphragme étant très proches et même sécuritaires par moment pour l'hypothèse avec diaphragme rigide, il est décidé de conserver cette hypothèse de diaphragme rigide pour la toiture légère.
- Ne contribuant pas mécaniquement, les entrevous ne sont pas modélisés, seule leur masse a été considérée ci-avant dans la table de compression.

## 2.4. Les types d'éléments finis

Des éléments finis volumiques sont utilisés (murs, tables de compression, poutrelles, chaînages, toiture) afin notamment de reproduire la section irrégulière des poutrelles et également le contact surfacique parfait poutrelle-table de compression.

Numériquement, la toiture légère est un plancher avec des éléments volumiques où les déplacements sont liés afin d'empêcher la déformation de ce plancher dans son plan (diaphragme rigide).

## 2.5. Conditions limites et chargements

Les murs de la structure sont considérés encastres en pied.

Le spectre de calcul (Figure 1), qui sera appliqué sur les conditions limites d'encastrement, est basé sur l'Eurocode 8 [1] accompagné de l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié [3].

Il est fonction de la zone de sismicité maximale visée 4, de la catégorie de bâtiment maximale visée II, de la classe de sol maximale visée E et d'un coefficient de comportement de la maçonnerie chaînée de 2.5. Ce coefficient de comportement pourrait être réadapté (sans toutefois dépasser 2.5) si les murs de contreventement n'étaient plus réalisés en maçonnerie. Ce spectre, représenté en période sur la Figure 1, voit son plateau entre  $T_B$  et  $T_C$  prolongé, de manière sécuritaire, jusqu'à la période  $T$  égale à zéro afin de s'assurer dans cette étude que la structure est sollicitée par l'accélération maximale du spectre. A noter que ce choix sécuritaire (permettant par exemple de définir un domaine de bâtiment) n'est pas une obligation pour la justification d'un bâtiment particulier.

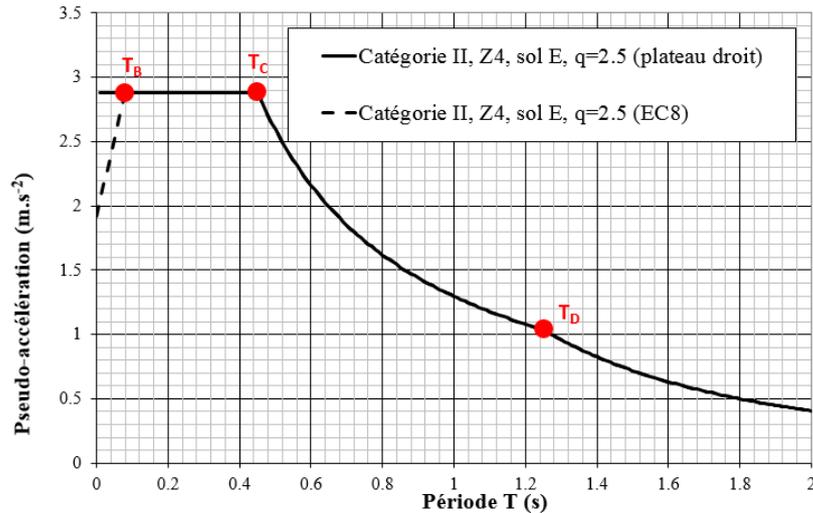


Figure 1 - Exemple de spectre de calcul pour les composantes horizontales de l'action sismique : accélération VS période avec  $q=2.5$

## 2.6. Type de résultats observés et critères utilisés

### 2.6.1. Monolithisme entre une poutrelle et le béton coulé en place

Pour étudier ce monolithisme, la contrainte de glissement entre une poutrelle et le béton coulé en place obtenue numériquement sera comparée à la contrainte résistante  $v_{rdi}$  indiquée par la NF EN 15037-1 [6] (poutrelles) (cf. extrait figure suivante) éventuellement divisée par deux en sismique en l'absence de justification particulière. Si l'on s'inspire de l'équation de  $v_{rdi}$  de la NF EN 1992-1-1 [7] équation 6.25 qui dans notre cas sans armatures se simplifie à la relation :  $v_{rdi} = c.f_{ctd}$  dans le cas sismique le coefficient de frottement « c » est divisé par deux pour obtenir la relation suivante :

$$v_{rdi} = (c/2).f_{ctd}$$

Le rapport  $c/2$  est une valeur par défaut en l'absence de justification (essais expérimentaux). De plus, ce rapport est plus adapté à des surfaces de reprises qu'à des éléments linéaires de type poutrelles ( $b$  largeur interface, très faible de l'ordre de 5-6 cm) et pourra donc être réajusté à la hausse en analysant la campagne d'essais cycliques réalisés sur des poutrelles par le CERIB en 2007.

D'après le Tableau 1, si la poutrelle était de type  $c_{2a}$  avec un béton coulé en place de classe C25/30 alors la contrainte  $v_{rdi}$  en sismique de manière forfaitaire et sécuritaire serait égale à 0.275 MPa. Cette valeur sera revue à court terme suite à l'analyse des essais cycliques du CERIB.

Tableau 3 — États de surface des poutrelles précontraintes (sommets et côtés)

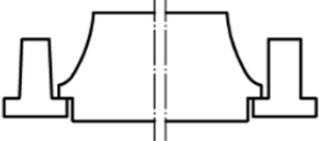
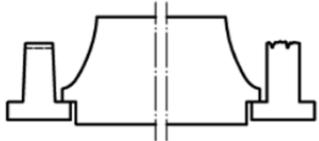
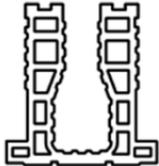
Type	États de surface de la poutrelle	Valeurs pour $v_{Rdi}$ (MPa)			$\mu$
		Classes de béton coulé en place			
		C20/25	C25/30	≥ C30/37	
c <sub>1</sub>	— Le sommet et les côtés de la poutrelle sont filés ou extrudés (pas de contre-dépouille). 	0,41	0,48	0,54	0,6
c <sub>2a</sub>	— Le sommet de la poutrelle est rugueux (surface avec des aspérités d'au moins 3 mm, espacées au plus de 20 mm) ou rainuré ou ondulé transversalement. Les côtés de la poutrelle sont moulés, filés ou extrudés (pas de contre-dépouille).  — Pour les poutrelles en terre cuite avec âme, les côtés sont rainurés et la hauteur du plancher est égale à la hauteur de la poutrelle. 	0,46	0,55	0,63	0,7

Tableau 1 - Extrait du tableau 3 de la NF EN 15037-1

Pour obtenir cette contrainte de glissement numérique, les efforts normaux dans chaque section d'une poutrelle (effort normal partiel dans le plancher) suivant son abscisse<sup>1</sup> sont exploités et la contrainte de glissement le long de l'abscisse de la poutrelle peut ainsi être calculée de la manière suivante :

$$\sigma_{num} = \frac{\Delta F}{\Delta x * b} = \frac{F(x + dx) - F(x)}{\Delta x * b}$$

Où :

- $\Delta F$  est la différence entre l'effort normal agissant sur la section en dessous de l'interface (surface de reprise sur la figure ci-après) à l'abscisse  $x + dx$  et l'effort normal agissant sur la section en dessous de l'interface (surface de reprise sur la figure ci-après) à l'abscisse  $x$  ;
- $\Delta x$  est la distance entre deux sections ;
- $b$  est la largeur de l'interface.

<sup>1</sup> A noter que seule la contrainte de glissement dans l'axe des poutrelles est considérée car le glissement perpendiculaire à l'axe des poutrelles n'est pas possible étant donné le blocage par le béton rapporté.

$$F = \int_0^a \sigma_{xx} \cdot b \cdot dy$$

Deux exemples ci-après illustrent et valident cette approche.

**Exemple 1** : Poutre de 5.24 m de long simplement appuyée avec une charge uniforme P

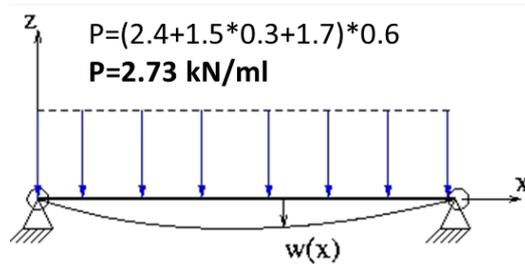


Figure 2 - Cas simple d'une poutre

On peut imaginer que cette poutre est composée de deux matériaux (par analogie à notre étude, en gris la poutrelle et en vert le béton coulé en place, cf. Figure 3) dans sa hauteur avec une largeur de l'interface de  $b=0.06 \text{ m}$  et une distance entre deux sections de  $\Delta x = 0.05 \text{ m}$  :

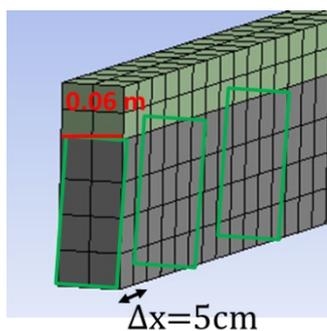


Figure 3 - Section de la poutre composée de deux matériaux et illustration d'un découpage suivant son abscisse

Dans chaque section, l'effort normal agissant sur la partie « poutrelle » (section en dessous de l'interface) est calculé et l'évolution de cet effort en fonction de l'abscisse est illustrée sur la figure suivante :

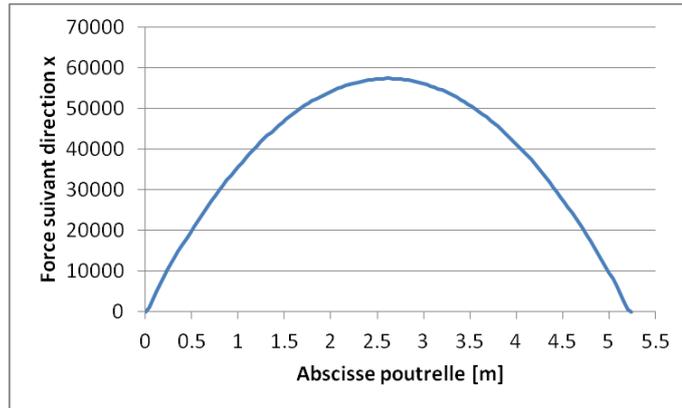


Figure 4 - Evolution de l'effort normal dans la poutre le long de celle-ci

A partir de l'expression de la contrainte de glissement et de l'évolution des efforts normaux, l'évolution de la contrainte le long de la poutre peut être tracée :

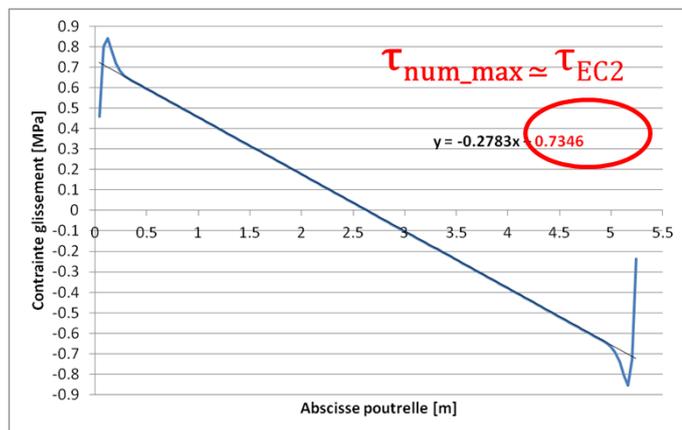


Figure 5 - Evolution de la contrainte de glissement dans la poutre le long de celle-ci

A noter dans cet exemple que des pics de contraintes sont visibles à l'extrémité de la poutrelle dus à un changement d'évolution de l'effort quasi imperceptible sur la Figure 4. Après différentes hypothèses (taille de maille, types d'éléments finis, conditions limites) pouvant expliquer ce phénomène, il s'avère que l'appui ponctuel (ligne d'appui dans la largeur de la poutrelle) provoque ce type de pic. Il a été démontré qu'avec des conditions limites (surfaiques) d'encastrement les pics étaient supprimés pour ce type de chargement.

La contrainte maximale obtenue numériquement est 0.73 MPa, valeur identique à celle obtenue par la NF EN 1992-1-1 [7] :

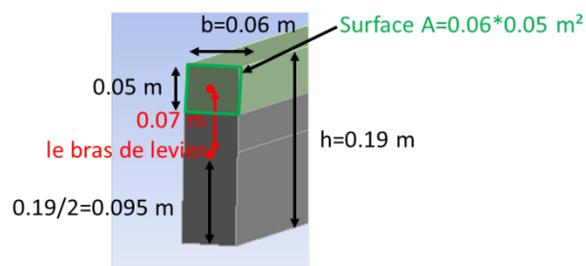


Figure 6 - Dimensions de la section de la poutre

En linéaire :  $z=I/S$

Avec le moment statique  $S=Aire$  de la table de compression\*bras de levier au centre de gravité de la section complète et  $I= b*h^3/12$  le moment quadratique de la section totale.

$$z=(0.06*0.19^3/12)/(0.06*0.05*0.07)=0.1633 \text{ m}$$

$$\tau_{EC2} =V/(z*b)=(P*L/2)/(z*b)=(2.73e3*5.24/2)/(0.1633*0.06) =0.73 \text{ MPa}$$

**Exemple 2 :** Portique encasturé sous charge horizontale distribuée. Une accélération horizontale reproduisant le mode principal de ce portique a été appliquée pour solliciter la masse de la structure.

Le schéma statique équivalent du portique est illustré ci-dessous :

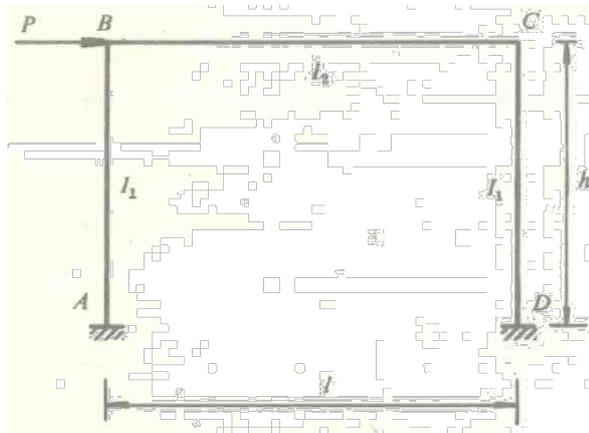


Figure 7 - Configuration du portique encasturé

Les formules de la résistance des matériaux associées à ce portique sont les suivantes :

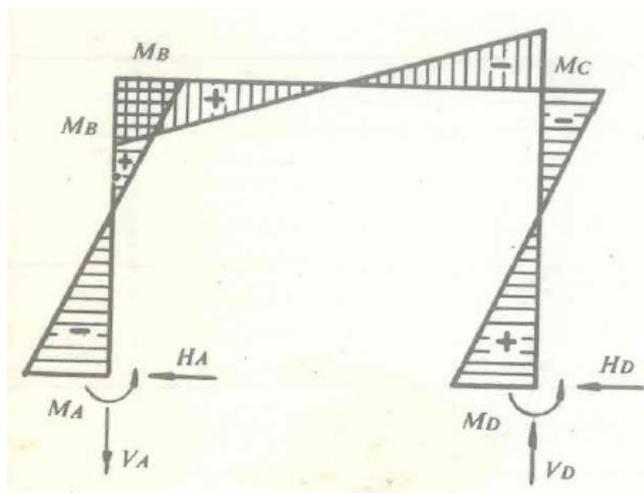


Figure 8 - Diagramme des moments fléchissant

- Efforts de réaction :

$$V_A = V_D = \frac{3Phk}{1(6k + 1)}$$

$$H_A = H_D = \frac{P}{2}$$

Avec

$$k = \frac{I_2}{I_1} \times \frac{h}{l}$$

- Moments fléchissants :

$$M_A = -M_D = -\frac{Ph}{2} \times \frac{3k + 1}{6k + 1}$$

$$M_B = -M_C = \frac{Ph}{2} \times \frac{3k}{6k + 1}$$

La représentation numérique est la suivante :

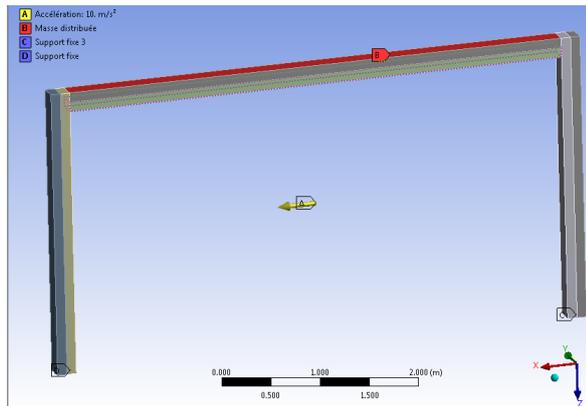


Figure 9 - Modélisation numérique du portique

Propriétés du portique :

- Masse distribuée sur la poutre : 786 kg ;
- Longueur de la poutre : L=5.24 m ;
- Hauteur des poteaux : h=3 ;
- Section des poteaux : 0.2x0.2 m<sup>2</sup> ;
- Section de la poutre 0.2x0.2 m<sup>2</sup> avec une interface considérée à mi-hauteur ;
- Accélération de 10 m/s<sup>2</sup> soit une force distribuée horizontale P sur la poutre de 7.86 kN intensité issue d'un calcul réaliste de charge sur une poutrelle d'entraxe 60 cm : 2.88\*(2.4+1.5\*0.3+1.7)\*0.6=7.86 kN.

D'un point de vue analytique, la contrainte de glissement se détermine de la façon suivante :

$$z = (0.2^4 / 12) / (0.1 * 0.2 * 0.05) = 0.13333$$

$$\tau = V / (z * b) = (P * L / 2) / (z * b)$$

L'effort tranchant  $V$  de la poutre (constant pour ce portique) étant la dérivée du moment fléchissant, la relation suivante peut être écrite :  $V=(M_B-M_C)/L$

D'après les relations des moments présentés ci-avant :

$$V=(M_B-M_C)/L=2 \cdot M_B/L=(3 \cdot P \cdot h \cdot k)/(L \cdot (6 \cdot k+1))$$

Etant donné que les sections des poteaux et de la poutre sont identiques, le moment quadratique  $I_1$  est égale à  $I_2$  et le coefficient  $k$  est égale à :

$$k=h/L=3/5.24=0.5725$$

$$V=(3 \cdot 7860 \cdot 3 \cdot 0.5725)/(5.24 \cdot (6 \cdot 0.5725+1))=1743 \text{ N}$$

La contrainte de glissement maximale est au final égale à  $\tau =0.065 \text{ MPa}$

D'un point de vue numérique, les valeurs de l'effort tranchant et de la contrainte de glissement sont vérifiées et illustrées au travers des graphes ci-dessous :

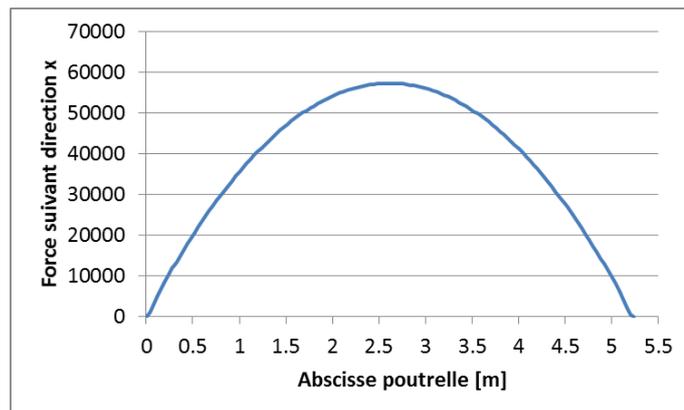


Figure 10 - Evolution de l'effort normal dans la poutre du portique le long de celle-ci

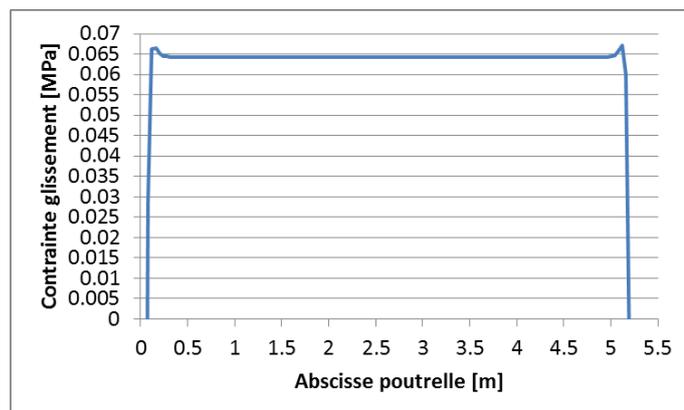


Figure 11 - Evolution de la contrainte de glissement dans la poutre du portique le long de celle-ci

Ces deux exemples permettent de valider la méthodologie adoptée pour déterminer de façon précise la contrainte de glissement le long de chaque poutrelle à partir des efforts normaux numériques.

## 2.6.2. Vérification de la fonction diaphragme

Cette vérification concerne uniquement la table de compression (section sans les poutrelles). Pour cette partie, la limite d'élasticité du treillis considérée est de 500 MPa avec la valeur du coefficient partiel retenue  $\gamma_s=1$  pour l'acier comme l'indique l'annexe nationale NF EN 1998-1/NA clause 5.2.4(3) Note 2 [2].

Sur une surface d'un mètre carré, les efforts normaux et de cisaillement sont obtenus numériquement sur deux facettes de cette surface (cf. Figure 12) et combinés entre eux (NF EN 1992-1-1 §6.2.4(5)) [7] de la façon suivante :

- Vérification sur la première facette où sa normale dans l'exemple ci-dessous est parallèle à l'axe y :

– Résistance en cisaillement :  $\frac{V_x \times \gamma_{rd}}{500} < A_y$

– Combinaison cisaillement et effort normal :  $\frac{N_y}{500} + 0.5 * \frac{V_x \times \gamma_{rd}}{500} < A_y$

Avec  $A_y$  la section d'acier du treillis soudé dans la direction y en zone courante du plancher égale à 0.6 cm<sup>2</sup>/ml voir 1 cm<sup>2</sup>/ml et  $\gamma_{rd} = 1.3$  (§ 4.4.2.5 NF EN 1998-1).

- Vérification sur la deuxième facette où sa normale dans l'exemple ci-dessous est parallèle à l'axe x :

– Résistance en cisaillement :  $\frac{V_y \times \gamma_{rd}}{500} < A_x$

– Combinaison cisaillement et effort normal :  $\frac{N_x}{500} + 0.5 * \frac{V_y \times \gamma_{rd}}{500} < A_x$

Avec  $A_x$  la section d'acier dans la direction x en zone courante du plancher égale à 0.6 cm<sup>2</sup>/ml voir 1 cm<sup>2</sup>/ml et  $\gamma_{rd} = 1.3$ .

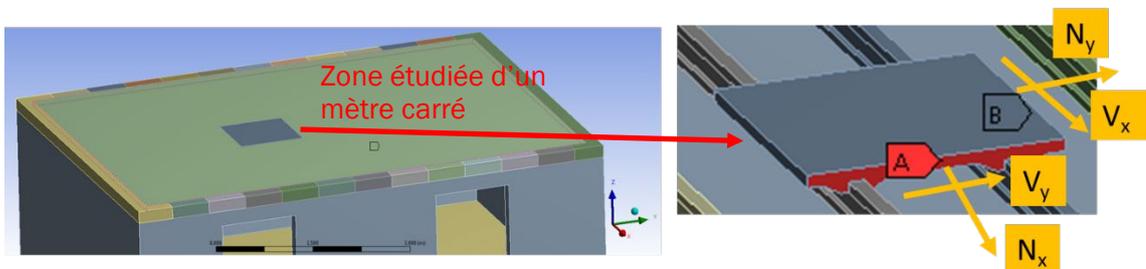


Figure 12 - Exemple d'une surface d'un mètre carré, où les efforts sur deux facettes de la table de compression sont extraits

Préalablement à l'extraction de ces efforts numériques, les contraintes normales horizontales (toujours positives dans le calcul spectral)  $\sigma_{xx}$  et  $\sigma_{yy}$  sont sommées afin de localiser la zone ayant l'intensité la plus importante en zone courante de la table de compression. Cette sommation n'a aucun sens physique si ce n'est le fait que ce critère permet de faire apparaître visuellement les zones les plus sollicitées.

### 2.6.3. Vérification de la fonction tirant-buton

Cette vérification concerne la liaison mur-plancher avec dans le sens porteur des poutrelles, une liaison, appelée liaison transversale, entre les murs et la table de compression avec les poutrelles et dans le sens perpendiculaire aux poutrelles, une liaison entre les murs et la table de compression uniquement appelée liaison longitudinale.

Pour cette vérification, le CPT poutrelles « Cahier 3718 - Septembre 2012 » § 112.2 [8] fixe une valeur de 75 kN/ml à reprendre par la liaison plancher-mur. Le respect de cette valeur forfaitaire dispense l'ingénieur de vérifier la fonction tirant-buton dans tout l'ouvrage.

Le GS3 (Groupe Spécialisé Structures, planchers et autres composants structuraux de la CCFAT<sup>2</sup>) a proposé de déroger à cette valeur minimale de 75 kN/ml à condition que l'ingénieur vérifie dans tout son ouvrage que le ferrailage proposé puisse reprendre les efforts à l'interface mur/plancher issus du dimensionnement du bâtiment. Une quantité minimale d'acier doit toutefois être capable de reprendre un effort de 15 kN/ml provenant de la fonction tirant qui est dimensionnante.

Pour diminuer le risque de concentration d'efforts dans ces liaisons, un découpage tous les 60 cm (valeur correspondante à l'entraxe moyen entre deux poutrelles) de la liaison transversale et un découpage tous les mètres pour la liaison longitudinale permettent d'observer plus localement les efforts normaux.

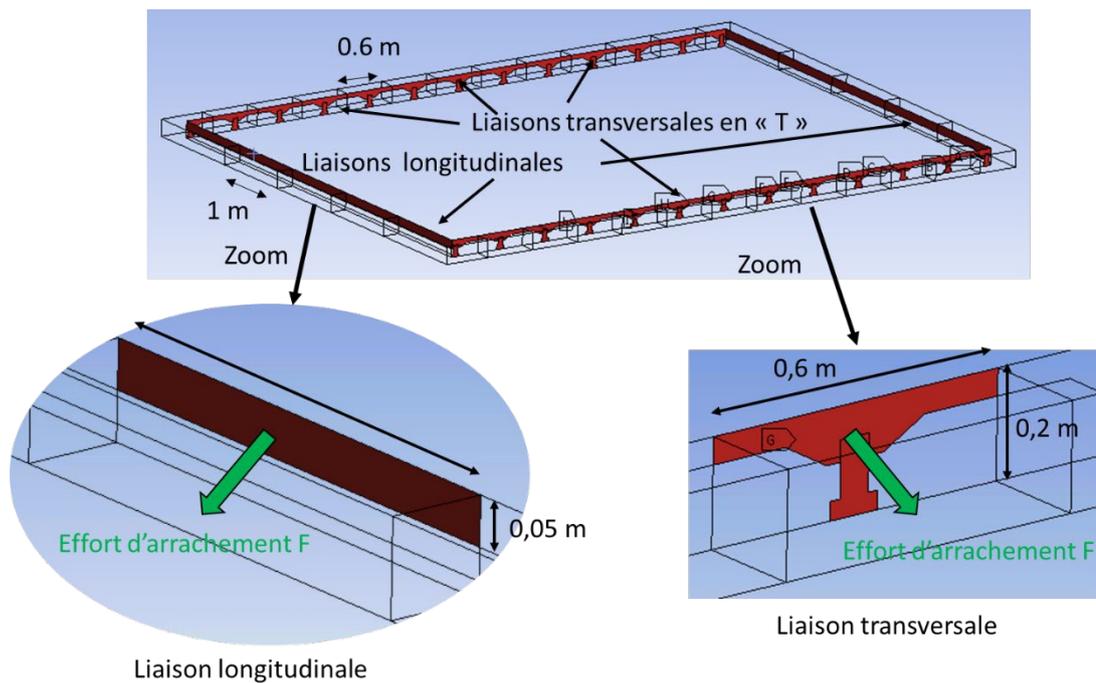


Figure 13 - Découpage des liaisons murs-planchers

<sup>2</sup> Commission Chargée de Formuler les Avis Techniques

## 2.7. Applications sur une structure simple

### 2.7.1. Structure simple avec ouvertures

Afin de valider la méthodologie ci-avant concernant notamment l'exploitation des résultats, une structure de géométrie simple, inspirée de la cellule centrale de la maison dite de complexité moyenne dans l'étude rupteurs CERIB-CSTB, a été étudiée avant de s'intéresser aux deux bâtiments visés par cette étude.

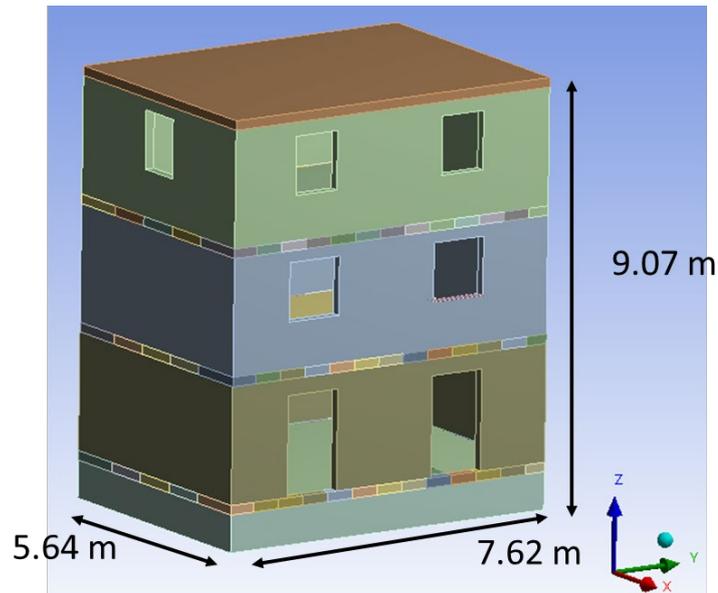


Figure 14 - Modélisation d'une structure simple

Cette structure est composée de trois planchers à poutrelles-entrevous 15+5 cm au niveau du vide-sanitaire, R+1 et R+2. Le dernier niveau R+3 est une représentation simplifiée d'une toiture légère permettant de prendre en compte la masse de celle-ci. Les poutrelles ont un entraxe de 60 cm.

Les détails des dimensions des planchers sont exposés dans la figure suivante.

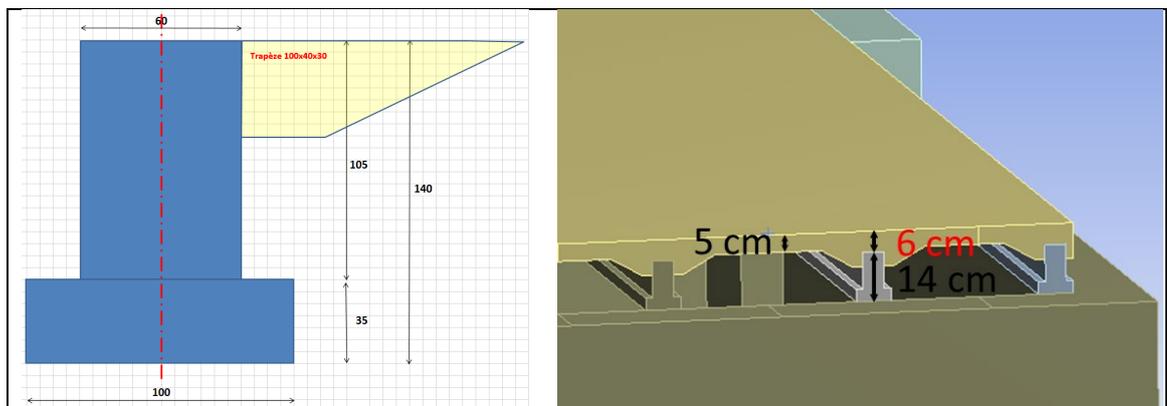


Figure 15 - Dimensions des poutrelles et de la table de compression

Les charges appliquées pour les calculs gravitaires sont les suivantes :

	$\Psi_2$	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	$\Psi_2 Q$	G+ $\Psi_2 Q$
Etage courant	0.3	4.1	1.5	0.45	4.55
Toit	0.3	0.735	x	x	0.735

Les charges appliquées pour l'action sismique sont les suivantes :

	$\Psi_2$	$\varphi$	$\Psi_E = \Psi_2 \varphi$	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	$\Psi_E Q$	G+ $\Psi_E Q$
Etage courant	0.3	0.8	0.24	4.1	1.5	0.36	4.46
Toit	0.3	1	0.3	0.735	x	x	0.735

Le but de cette partie étant uniquement d'évaluer la faisabilité de la méthodologie, seul l'effet de l'action sismique suivant la direction X est présenté pour cette structure. L'ensemble des hypothèses numériques exposées ci-avant sont reprises pour ce cas simple.

### 2.7.1.1. Vérification du monolithisme

La Figure 16 montre les résultats des contraintes de glissement pour l'ensemble des poutrelles de la structure.

Deux types de pics sont visibles :

- Les possibles pics à proximité des appuis pour des accélérations sismiques selon x et y (axe perpendiculaire aux poutrelles) sont dus à la finesse du modèle 3D mettant en évidence des phénomènes physiques que l'on ne verrait pas d'habitude avec l'utilisation d'un modèle poutre généralement utilisé pour le dimensionnement du bâtiment. Ces pics observés uniquement pour les spectres horizontaux sont dus à un effet du modèle 3D. Les valeurs maximales peuvent toutefois être exploitées si celles-ci ne se trouvent pas à l'extrémité des poutrelles (exploitation correcte cf. Figure 18).
- Les pics de contrainte à mi-travée des poutrelles sont liés à l'irrégularité du maillage et la non prise en compte de certains nœuds dans le calcul de la section. Ils ne seront donc pas considérés dans l'analyse.

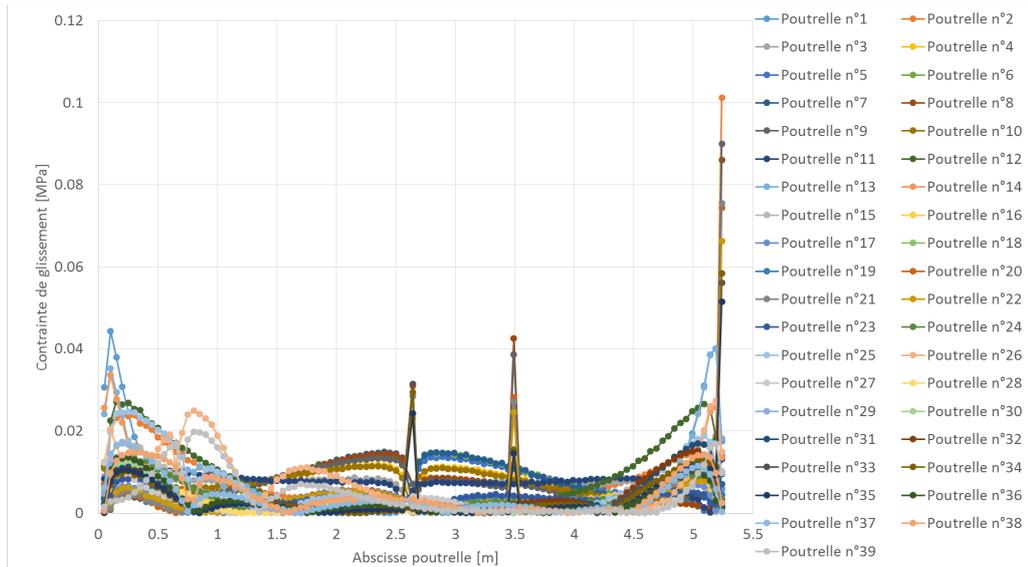


Figure 16 - Contraintes de glissement des poutrelles le long de l'abscisse de celles-ci

La Figure 17 permet de simplifier la lecture de ces contraintes en sélectionnant uniquement les poutrelles pour lesquelles la contrainte de glissement est importante. La contrainte maximale de glissement se situe sur la poutrelle n° 1 (cf. Figure 18) avec une valeur de 0.045 MPa.

A noter sur la Figure 17 que la symétrie des résultats n'est pas parfaite et provient de la différence de raideur des murs (quantité d'ouvertures).

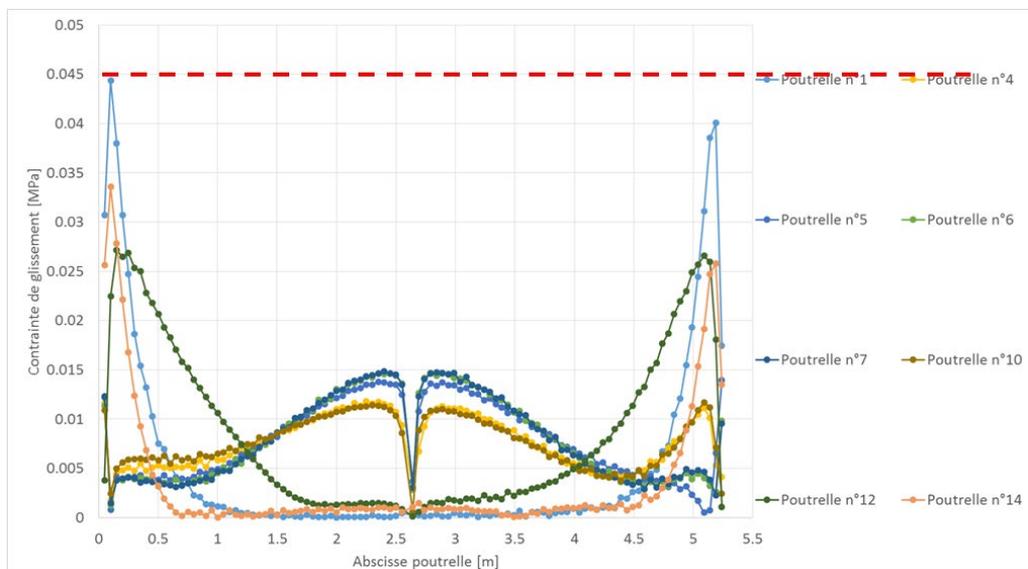


Figure 17 - Contraintes de glissement les plus importantes

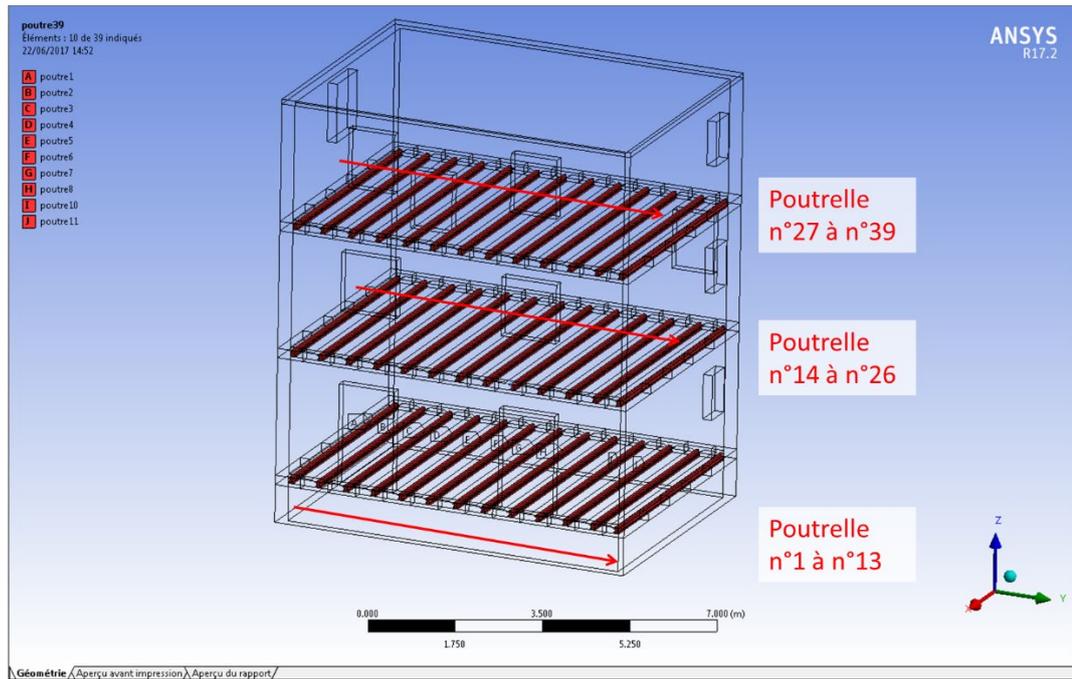


Figure 18 - Visualisation des poutrelles

### 2.7.1.2. Vérification de la fonction tirant

Les Figure 19 à Figure 21 montrent les efforts d'arrachement dans les différentes liaisons murs-planchers par niveau. A noter que dans une analyse spectrale, les efforts ne sont plus signés. Par sécurité, l'ensemble des efforts dans les liaisons sont considérés comme des efforts d'arrachement.

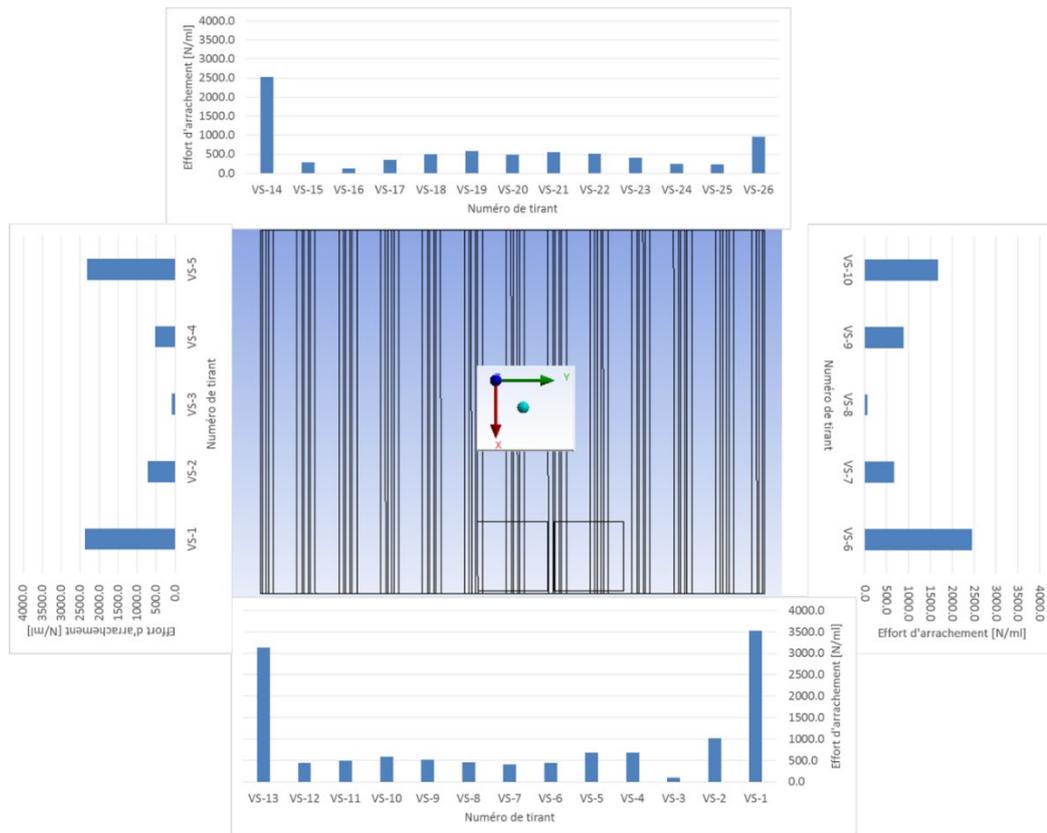


Figure 19 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau VS

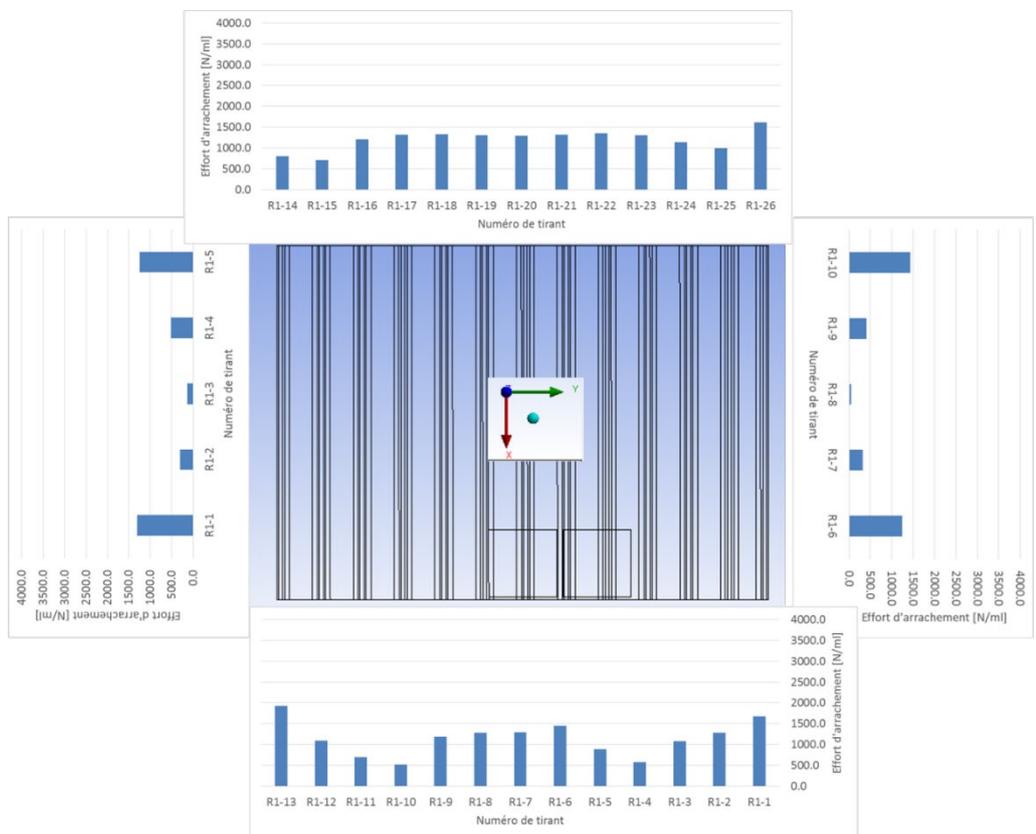


Figure 20 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau R+1

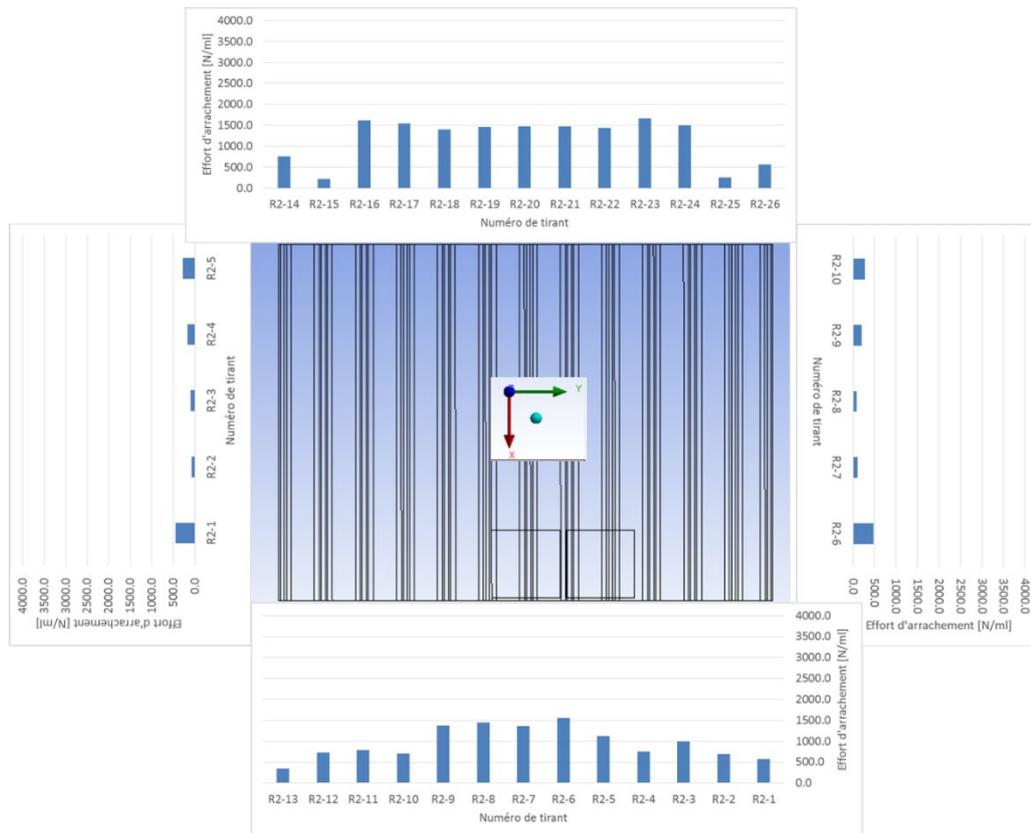


Figure 21 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau R+2

Dans cette structure simple, la limite de 15 kN/ml n'est pas atteinte (3.5 kN/ml pour le tirant transversal n°1 du vide sanitaire, cf. Figure 19) pour un effet du séisme uniquement suivant x. Ces valeurs combinées avec les différents effets (Y, Z et statique) seraient très certainement supérieures mais ne font pas partie de l'objectif de ce calcul qui, pour rappel, doit uniquement permettre de valider la méthodologie.

A noter sur l'ensemble des résultats des efforts d'arrachement, qu'une dissymétrie est visible entre les différents tirants en vis-à-vis alors qu'à priori la sollicitation est unidirectionnelle suivant x. Une explication est donnée dans la partie 2.7.2.

### 2.7.1.3. Vérification de la fonction diaphragme

En observant la combinaison des contraintes horizontales ( $\sigma_{xx}$  et  $\sigma_{yy}$  strictement positif) dans les différents planchers (cf. Figure 22), les zones les plus sollicitées dans ce cas se trouvent en l'absence de trémie au niveau des liaisons murs-planchers, ce qui dans ce cas particulier peut paraître redondant avec les vérifications tirant-buton. Une vérification complémentaire a donc été réalisée sur le pourtour de chaque plancher et résumée dans les tableaux suivants.

Le Tableau 2 et Tableau 3 regroupent les résultats pour les tirants transversaux en vérifiant que les efforts sont compatibles avec un ferrailage (treillis soudés) en zone courante suivant la direction X. A noter que cette approche est sécuritaire pour ces tirants transversaux puisque les efforts dans les poutrelles ont également été pris en compte dans la vérification du ferrailage du diaphragme constitué normalement de la dalle rapportée uniquement.

Le Tableau 4 présente les résultats pour les tirants transversaux en vérifiant que les efforts sont compatibles avec le ferrailage du treillis soudé (sans tenir compte des armatures de chapeau) en zone courante suivant la direction y.

Pour l'ensemble de ces tableaux, les critères présentés dans la partie 2.6.2 ont été appliqués pour s'assurer du correct dimensionnement du treillis soudé du diaphragme pour reprendre les efforts.

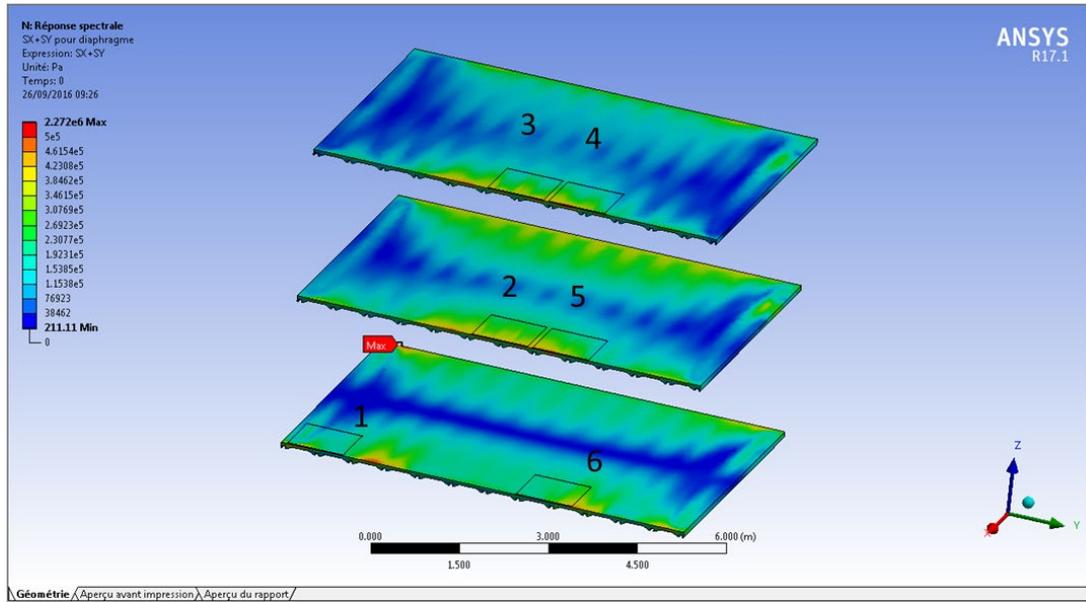


Figure 22 - Sommation de la contrainte  $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$  pour chaque table de compression

Numero Tirant ANSYS	Type de tirant	Niveau	Numéro par niveau	Longueur [m]	Fonction diaphragme : Vérification ferrillage direction x			
					Nx [N/ml]	Vy [N/ml]	Vy/500 (< 0.6 cm <sup>2</sup> ?) [cm <sup>2</sup> ]	Nx/500+0.5Vy/500 (<0.6 cm <sup>2</sup> ?) [cm <sup>2</sup> ]
1	Transversal	R1	1	0.27	778.0	2486.7	0.05	0.04
2	Transversal	R1	2	0.60	1034.8	1861.0	0.04	0.04
3	Transversal	R1	3	0.60	1331.5	1582.2	0.03	0.04
4	Transversal	R1	4	0.60	1363.9	1406.3	0.03	0.04
5	Transversal	R1	5	0.60	1310.1	1062.4	0.02	0.04
6	Transversal	R1	6	0.60	1254.0	589.2	0.01	0.03
7	Transversal	R1	7	0.60	1325.3	37.9	0.00	0.03
8	Transversal	R1	8	0.60	1266.5	515.3	0.01	0.03
9	Transversal	R1	9	0.60	1289.0	992.0	0.02	0.04
10	Transversal	R1	10	0.60	1310.4	1344.2	0.03	0.04
11	Transversal	R1	11	0.60	1399.1	1583.1	0.03	0.04
12	Transversal	R1	12	0.60	841.2	1796.2	0.04	0.03
13	Transversal	R1	13	0.35	795.7	2373.6	0.05	0.04
15	Transversal	R1	14	0.35	923.6	2349.6	0.05	0.04
16	Transversal	R1	15	0.60	886.1	1782.1	0.04	0.04
17	Transversal	R1	16	0.60	1357.6	1544.9	0.03	0.04
18	Transversal	R1	17	0.60	1320.5	1349.1	0.03	0.04
19	Transversal	R1	18	0.60	1293.2	991.6	0.02	0.04
20	Transversal	R1	19	0.60	1291.4	510.5	0.01	0.03
21	Transversal	R1	20	0.60	1238.1	39.9	0.00	0.03
22	Transversal	R1	21	0.60	1324.1	597.4	0.01	0.03
23	Transversal	R1	22	0.60	1337.8	1087.2	0.02	0.04
24	Transversal	R1	23	0.60	1326.6	1432.3	0.03	0.04
25	Transversal	R1	24	0.60	1323.6	1599.3	0.03	0.04
26	Transversal	R1	25	0.60	943.3	1833.1	0.04	0.04
14	Transversal	R1	26	0.27	634.7	2475.5	0.05	0.04
29	Transversal	R2	1	0.27	713.1	1674.6	0.03	0.03
30	Transversal	R2	2	0.60	679.5	1818.5	0.04	0.03
31	Transversal	R2	3	0.60	1353.7	1665.3	0.03	0.04
32	Transversal	R2	4	0.60	1485.5	1306.8	0.03	0.04
33	Transversal	R2	5	0.60	1508.3	932.7	0.02	0.04
34	Transversal	R2	6	0.60	1515.4	505.6	0.01	0.04
35	Transversal	R2	7	0.60	1404.2	29.8	0.00	0.03
36	Transversal	R2	8	0.60	1451.1	437.4	0.01	0.03
37	Transversal	R2	9	0.60	1454.1	903.3	0.02	0.04
38	Transversal	R2	10	0.60	1400.2	1266.1	0.03	0.04
39	Transversal	R2	11	0.60	1418.8	1613.7	0.03	0.04
27	Transversal	R2	12	0.60	710.9	1775.8	0.04	0.03
28	Transversal	R2	13	0.35	484.7	1651.9	0.03	0.03
43	Transversal	R2	14	0.35	454.6	1666.0	0.03	0.03

Tableau 2 - Vérification de la fonction diaphragme pour le ferrillage suivant la direction x (tirants transversaux concernés) - 1<sup>ère</sup> partie

Numero Tirant ANSYS	Type de tirant	Niveau	Numéro par niveau	Longueur [m]	Fonction diaphragme : Vérification ferrailage direction x			
					Nx [N/ml]	Vy [N/ml]	Vy/500 (< 0.6 cm <sup>2</sup> ?) [cm <sup>2</sup> ]	Nx/500+0.5Vy/500 (< 0.6 cm <sup>2</sup> ?) [cm <sup>2</sup> ]
44	Transversal	R2	15	0.60	648.9	1867.2	0.04	0.03
45	Transversal	R2	16	0.60	1443.8	1613.7	0.03	0.05
46	Transversal	R2	17	0.60	1480.8	1262.7	0.03	0.04
47	Transversal	R2	18	0.60	1460.4	905.4	0.02	0.04
48	Transversal	R2	19	0.60	1468.9	428.8	0.01	0.03
49	Transversal	R2	20	0.60	1468.5	32.4	0.00	0.03
50	Transversal	R2	21	0.60	1493.2	514.0	0.01	0.04
51	Transversal	R2	22	0.60	1462.9	963.9	0.02	0.04
52	Transversal	R2	23	0.60	1506.4	1344.0	0.03	0.04
40	Transversal	R2	24	0.60	1369.8	1664.3	0.03	0.04
41	Transversal	R2	25	0.60	658.3	1830.3	0.04	0.03
42	Transversal	R2	26	0.27	749.1	1696.2	0.03	0.03
57	Transversal	VS	1	0.27	2319.4	4798.4	0.10	0.09
58	Transversal	VS	2	0.60	674.2	1669.0	0.03	0.03
59	Transversal	VS	3	0.60	215.2	869.5	0.02	0.01
60	Transversal	VS	4	0.60	457.8	930.1	0.02	0.02
61	Transversal	VS	5	0.60	540.9	624.3	0.01	0.02
62	Transversal	VS	6	0.60	543.1	277.0	0.01	0.01
63	Transversal	VS	7	0.60	588.2	28.0	0.00	0.01
64	Transversal	VS	8	0.60	605.9	234.3	0.00	0.01
65	Transversal	VS	9	0.60	535.4	564.9	0.01	0.02
53	Transversal	VS	10	0.60	482.0	801.2	0.02	0.02
54	Transversal	VS	11	0.60	149.7	882.4	0.02	0.01
55	Transversal	VS	12	0.60	300.5	1306.7	0.03	0.02
56	Transversal	VS	13	0.35	2406.2	4502.6	0.09	0.09
71	Transversal	VS	14	0.35	2058.2	4581.2	0.09	0.09
72	Transversal	VS	15	0.60	191.3	1180.9	0.02	0.02
73	Transversal	VS	16	0.60	201.6	959.4	0.02	0.01
74	Transversal	VS	17	0.60	404.5	795.4	0.02	0.02
75	Transversal	VS	18	0.60	542.3	560.4	0.01	0.02
76	Transversal	VS	19	0.60	607.8	238.5	0.00	0.01
77	Transversal	VS	20	0.60	514.4	46.1	0.00	0.01
78	Transversal	VS	21	0.60	551.7	265.0	0.01	0.01
66	Transversal	VS	22	0.60	533.3	615.1	0.01	0.02
67	Transversal	VS	23	0.60	454.7	927.8	0.02	0.02
68	Transversal	VS	24	0.60	249.7	913.5	0.02	0.01
69	Transversal	VS	25	0.60	696.9	1628.7	0.03	0.03
70	Transversal	VS	26	0.27	2131.0	4814.9	0.10	0.09
Valeurs maximales					2406.2	4814.9	0.10	0.09

Tableau 3 - Vérification de la fonction diaphragme pour le ferrailage suivant la direction x (tirants transversaux concernés) – 2<sup>ème</sup> partie

Numero Tirant ANSYS	Type de tirant	Niveau	Numéro par niveau	Longueur [m]	Fonction diaphragme : Vérification ferrailage direction y			
					Ny [N/ml]	Vx [N/ml]	Vx/500 (<0.6 cm <sup>2</sup> ?) [cm <sup>2</sup> ]	Ny/500+0.5Vx/500 (<0.6 cm <sup>2</sup> ?) [cm <sup>2</sup> ]
79	Longitudinal	VS	1	1.05	2227.2	1245.5	0.02	0.06
80	Longitudinal	VS	2	1.05	589.4	2908.9	0.06	0.04
81	Longitudinal	VS	3	1.05	2.1	2816.4	0.06	0.03
82	Longitudinal	VS	4	1.05	587.6	2911.0	0.06	0.04
83	Longitudinal	VS	5	1.05	2356.4	1243.7	0.02	0.06
84	Longitudinal	VS	6	1.05	2314.4	1243.2	0.02	0.06
85	Longitudinal	VS	7	1.05	611.0	2910.5	0.06	0.04
86	Longitudinal	VS	8	1.05	0.5	2837.3	0.06	0.03
87	Longitudinal	VS	9	1.05	614.2	2905.7	0.06	0.04
88	Longitudinal	VS	10	1.05	2312.0	1248.6	0.02	0.06
89	Longitudinal	R1	1	1.05	1012.0	4162.0	0.08	0.06
90	Longitudinal	R1	2	1.05	347.0	7764.5	0.16	0.08
91	Longitudinal	R1	3	1.05	1.6	8522.4	0.17	0.09
92	Longitudinal	R1	4	1.05	345.6	7766.9	0.16	0.08
93	Longitudinal	R1	5	1.05	976.4	4172.1	0.08	0.06
94	Longitudinal	R1	6	1.05	998.0	4172.8	0.08	0.06
95	Longitudinal	R1	7	1.05	338.8	7781.5	0.16	0.08
96	Longitudinal	R1	8	1.05	1.2	8504.8	0.17	0.09
97	Longitudinal	R1	9	1.05	343.7	7762.3	0.16	0.08
98	Longitudinal	R1	10	1.05	1013.6	4171.4	0.08	0.06
99	Longitudinal	R2	1	1.05	236.5	5684.1	0.11	0.06
100	Longitudinal	R2	2	1.05	140.5	8769.9	0.18	0.09
101	Longitudinal	R2	3	1.05	1.5	9404.7	0.19	0.09
102	Longitudinal	R2	4	1.05	141.1	8765.5	0.18	0.09
103	Longitudinal	R2	5	1.05	241.5	5675.5	0.11	0.06
104	Longitudinal	R2	6	1.05	216.8	5672.1	0.11	0.06
105	Longitudinal	R2	7	1.05	142.9	8778.7	0.18	0.09
106	Longitudinal	R2	8	1.05	1.6	9427.1	0.19	0.09
107	Longitudinal	R2	9	1.05	142.6	8775.1	0.18	0.09
108	Longitudinal	R2	10	1.05	215.6	5671.5	0.11	0.06
Valeurs maximales					2356.4	9427.1	0.19	0.09

Tableau 4 - Vérification de la fonction diaphragme pour le ferrailage suivant la direction y (tirants longitudinaux concernés)

Pour des effets sismiques uniquement suivant la direction X, la valeur maximale obtenue pour l'ensemble des zones étudiées de 0.19 cm<sup>2</sup>/ml est acceptable puisqu'elle ne dépasse pas la limite fixée de 0.6 cm<sup>2</sup>/ml.

## 2.7.2. Structure simple sans ouvertures

Cette même structure a été étudiée sans ouvertures dans les murs (cf. Figure 23) afin d'expliquer la dissymétrie des résultats dans les tirants comme évoqué précédemment.

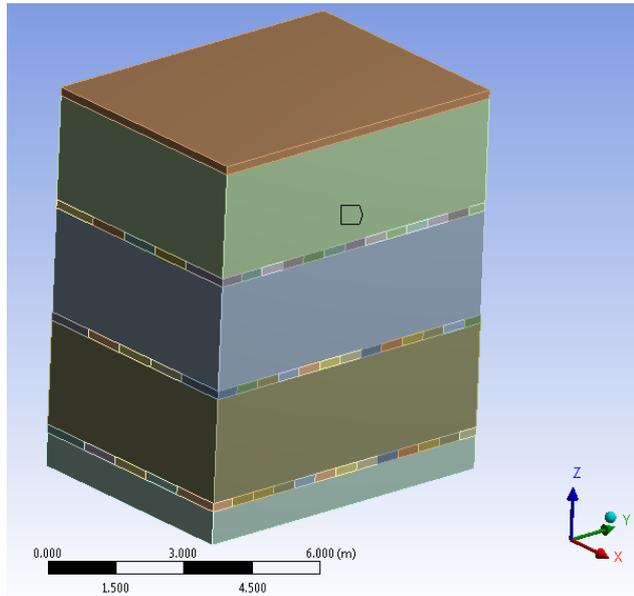


Figure 23 - Modélisation de la structure simple sans ouvertures

Par la suite, uniquement les résultats sur les tirants sont présentés (Figure 24 à Figure 26).

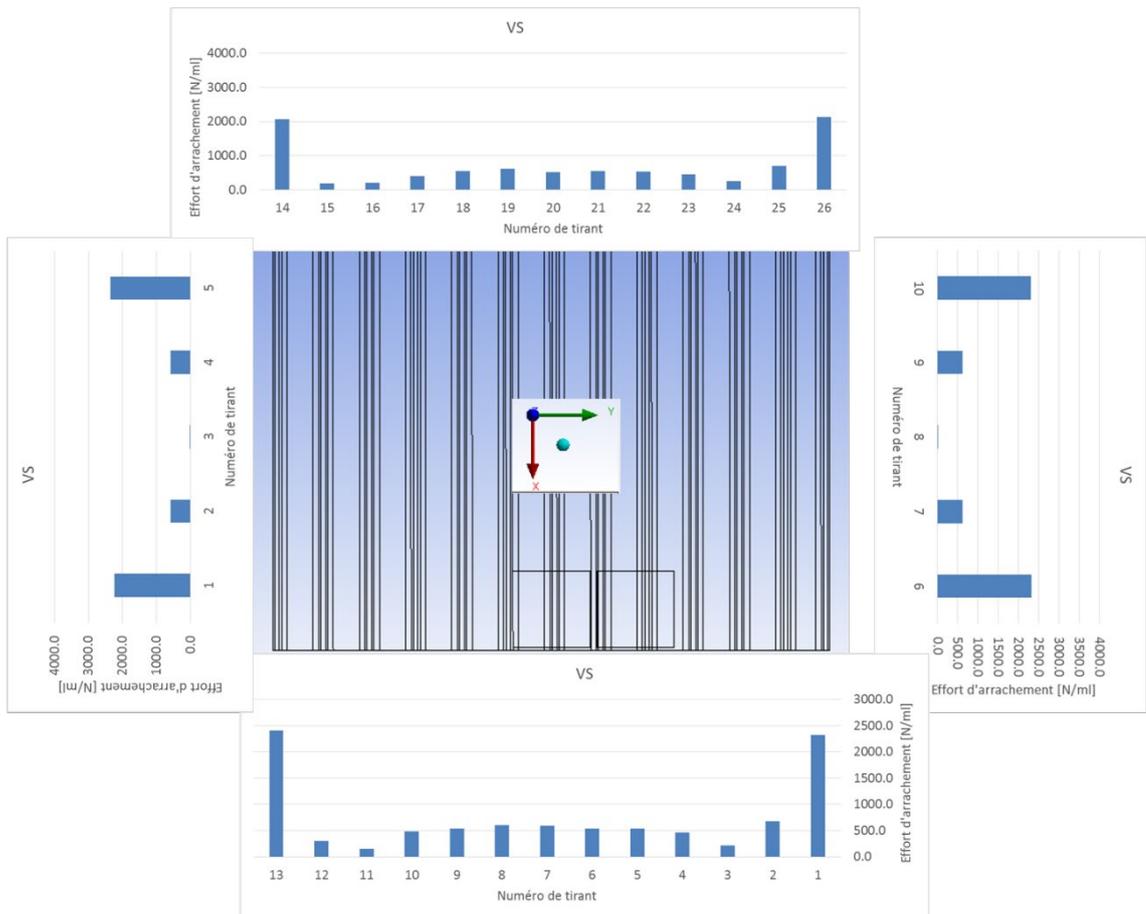


Figure 24 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau VS

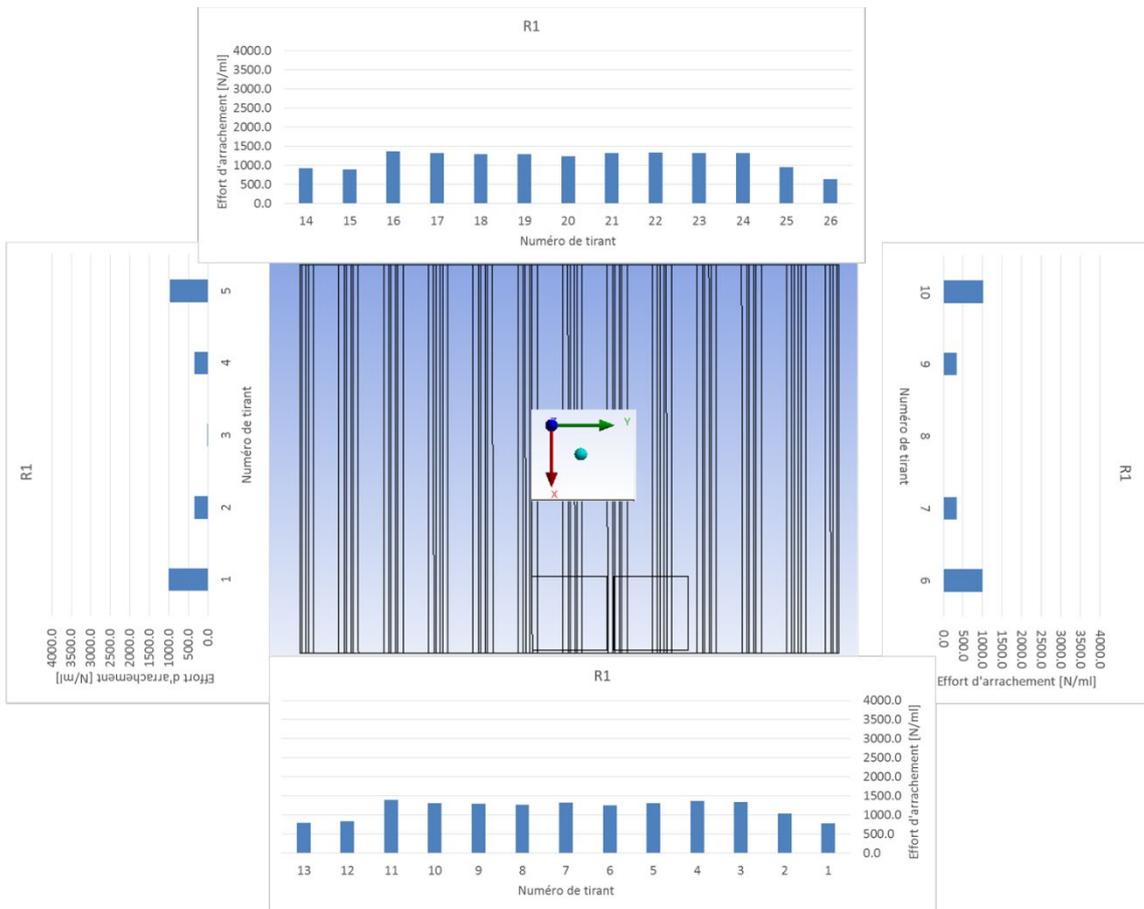


Figure 25 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau R+1

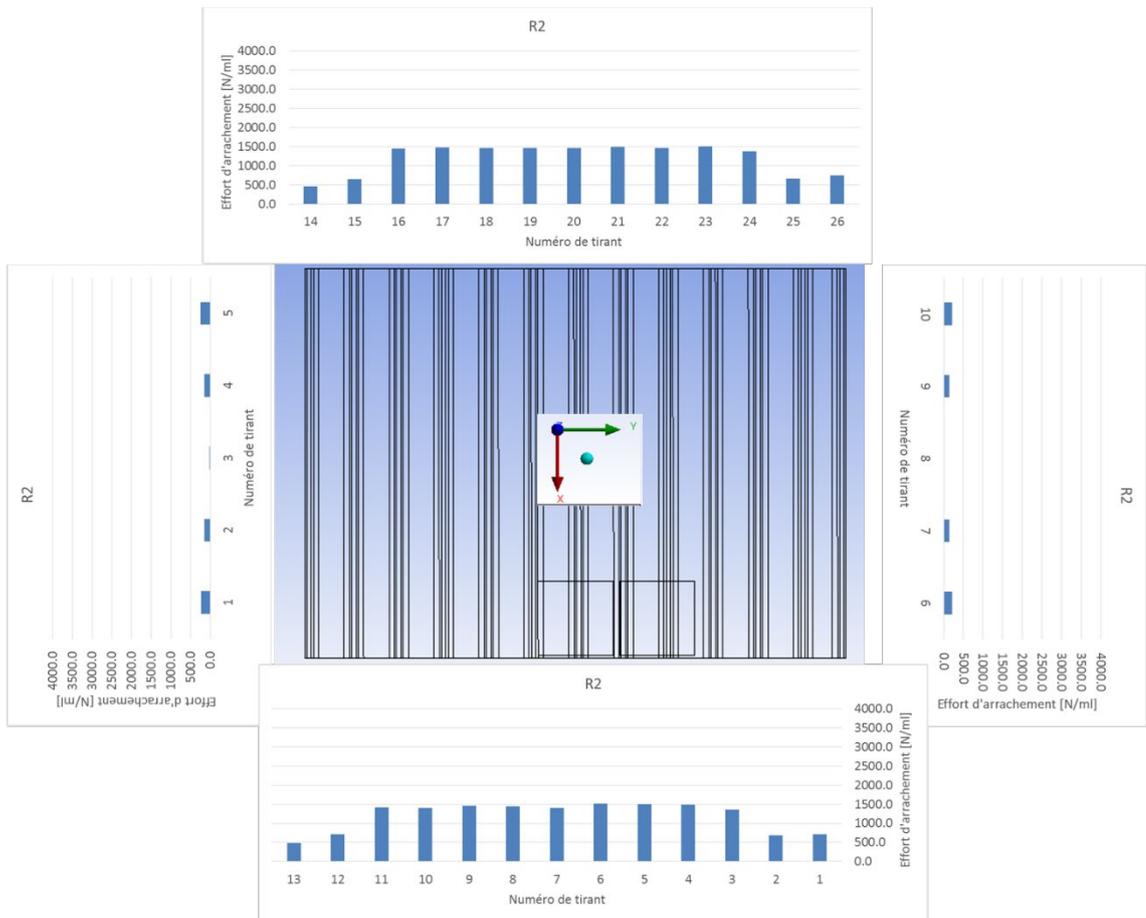


Figure 26 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau R+2

Ces différents résultats montrent qu'en l'absence d'ouverture, c'est-à-dire d'une symétrie des raideurs des murs, les résultats des tirants en vis-à-vis sont bien symétriques.

Ainsi la différence de résultats dans les tirants pour la structure simple avec ouvertures provient de la présence d'ouvertures de dimensions différentes d'un mur à l'autre (différences de raideurs).

## Bibliographie

---

- [1] NF EN 1998-1  
Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments  
*Septembre 2005*
  
- [2] NF EN 1998-1/NA  
Annexe nationale à la NF EN 1998-1:2005 - Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments  
*Décembre 2013*
  
- [3] Arrêté du 25 octobre 2012 modifiant l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal »
  
- [4] NF P 06-014  
Règles de construction parasismique - Construction parasismique des maisons individuelles et des bâtiments assimilés - Règles PS-MI 89 révisées 92 - Domaine d'application - Conception - Exécution  
*Mars 1995*
  
- [5] NF EN 1990  
Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures  
*Mars 2003*
  
- [6] NF EN 15037-1  
Produits préfabriqués en béton - Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous - Partie 1 : poutrelles  
*Septembre 2008*
  
- [7] NF EN 1992-1-1  
Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments  
*Octobre 2005*
  
- [8] CPT Planchers - Planchers nervurés à poutrelles préfabriquées associées à du béton coulé en œuvre ou associées à d'autres constituants préfabriqués par du béton coulé en œuvre  
Groupe spécialisé 3 structures, planchers et autres composants structuraux  
*e-Cahiers du CSTB, septembre 2012*

## Index des figures

---

Figure 1 - Exemple de spectre de calcul pour les composantes horizontales de l'action sismique : accélération VS période avec $q=2.5$ .....	10
Figure 2 - Cas simple d'une poutre.....	12
Figure 3 - Section de la poutre composée de deux matériaux et illustration d'un découpage suivant son abscisse .....	12
Figure 4 - Evolution de l'effort normal dans la poutre le long de celle-ci .....	13
Figure 5 - Evolution de la contrainte de glissement dans la poutre le long de celle-ci .....	13
Figure 6 - Dimensions de la section de la poutre .....	13
Figure 7 - Configuration du portique encastéré .....	14
Figure 8 - Diagramme des moments fléchissant.....	14
Figure 9 - Modélisation numérique du portique .....	15
Figure 10 - Evolution de l'effort normal dans la poutre du portique le long de celle-ci.....	16
Figure 11 - Evolution de la contrainte de glissement dans la poutre du portique le long de celle-ci.....	16
Figure 12 - Exemple d'une surface d'un mètre carré, où les efforts sur deux facettes de la table de compression sont extraits .....	17
Figure 13 - Découpage des liaisons murs-planchers .....	18
Figure 14 - Modélisation d'une structure simple .....	19
Figure 15 - Dimensions des poutrelles et de la table de compression .....	19
Figure 16 - Contraintes de glissement des poutrelles le long de l'abscisse de celles-ci .....	21
Figure 17 - Contraintes de glissement les plus importantes .....	21
Figure 18 - Visualisation des poutrelles .....	22
Figure 19 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau VS.....	23
Figure 20 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau R+1 .....	23
Figure 21 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau R+2 .....	24
Figure 22 - Sommation de la contrainte $\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$ pour chaque table de compression.....	25
Figure 23 - Modélisation de la structure simple sans ouvertures .....	29
Figure 24 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau VS.....	29
Figure 25 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau R+1 .....	30
Figure 26 - Efforts d'arrachement dans les liaisons murs-planchers au niveau R+2 .....	31

## Index des tableaux

---

Tableau 1 - Extrait du tableau 3 de la NF EN 15037-1.....	11
Tableau 2 - Vérification de la fonction diaphragme pour le ferrailage suivant la direction x (tirants transversaux concernés) – 1 <sup>ère</sup> partie .....	26
Tableau 3 - Vérification de la fonction diaphragme pour le ferrailage suivant la direction x (tirants transversaux concernés) – 2 <sup>ème</sup> partie.....	27
Tableau 4 - Vérification de la fonction diaphragme pour le ferrailage suivant la direction y (tirants longitudinaux concernés) .....	28



RAPPORT

# ÉTUDES ET RECHERCHES

## DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES

ARMAND LEROUX  
MATTHIEU SCALLIET



/ Cerib - CS 10010  
28233 Épernon cedex

/ 02 37 18 48 00  
cerib@cerib.com

## VÉRIFICATION DES PLANCHERS POUTRELLES/ ENTREVOUS SOUS SOLLICITATION SISMIQUE : DÉFINITION D'UNE MÉTHODOLOGIE DE CALCULS

Cette étude expose une méthode de modélisation numérique pour les planchers poutrelles/entrevous, avec ou sans rupteurs, facilitant la réalisation des trois vérifications sismiques requises par la norme NF EN 1998-1 pour ce type de plancher : vérification du monolithisme, de la fonction tirant-bouton, et du dimensionnement du diaphragme. La méthode présentée dans ce rapport a été utilisée dans le cadre de l'étude CERIB n° DS035 pour établir un domaine d'emploi qui permet la justification sans calcul approfondi pour des bâtiments tels que les maisons individuelles, les petits collectifs et les établissements scolaires, en répondant à des critères et dispositions constructives minimales.

## VERIFICATION OF BEAM/BLOCK FLOORS UNDER SEISMIC LOADING: DEFINITION OF A CALCULATION METHODOLOGY

This study presents a numerical modeling method for beam/block floors, with or without thermal breaks, enabling the execution of three seismic verifications required by the NF EN 1998-1 standard for this type of floor: verification of monolithism, tie and strut joints, and diaphragm action. The method described in this report was used as part of the CERIB study no. DS035 to define a domain of application that allows for justification without detailed calculation for buildings such as individual houses, residential buildings, and educational facilities, meeting minimal construction.