



---

# Renforcement de l'Hôpital de Trinité - Martinique

## Treillis métalliques et précontrainte

Victor Davidovici\* — Jean-Marc WEILL\*\*

\* *Dynamique Concept*

110, Avenue Mozart, 75016 Paris

{victor.davidovici@dynaco.fr}

\*\* *C & E, Ingénierie des Structures*

27, Rue de l'Ambroisie, 75012 Paris

{weill@ceingenierie.fr}

---

*RÉSUMÉ.* Le Centre Hospitalier Louis Domergue de Trinité a été construit en 1974. A cette époque l'application des règles parasismiques dites PS 69 n'était pas obligatoire. La « tour » de l'hôpital se compose de 3 blocs : (a) un bloc **B**, R+7, (b) un deuxième bloc **C**, R+8, également d'hospitalisation, (c) un troisième bloc **A**, implanté latéralement aux deux autres et composé d'ascenseurs, d'escaliers et du monte-charge. Depuis sa construction, le bâtiment a subi deux séismes : juin 1999 ( $M = 5,4$ ) et celui du 29 novembre 2007 ( $M = 7,3$ ). Pour envisager un renforcement à un coût raisonnable et après l'analyse de l'usage des tours **B** et **C**, il a été décidé d'enlever, « raboter » 4 étages tout en poursuivant l'activité aux étages inférieurs et en portant au maximum les conditions de sécurité. Plusieurs solutions de renforcement ont été étudiées.

*ABSTRACT.* The Louis Domergue Hospital was built early 1974. At that period the criteria for constructing earthquake-resistant buildings were not incorporated in building codes. The hospital towers concerned by strengthening include three blocs **A**, **B** and **C**. Since 1974 two earthquakes strikes the hospital: Juin 1999 ( $M = 5.4$ ) and November 2007 ( $M = 7.3$ ). Technical and financial restrictions were faced by health staff. Even though funding may be limited, and other circumstances may impose technical barriers to fulfillment of performance objectives, a detailed assessment was required in order to ensure the optimal utilization of available resources.

*MOTS-CLÉS :* renforcement, hôpital, entrechoquement, treillis métalliques, précontrainte verticale.

*KEYWORDS :* hospital, strengthening, pounding, will be separated as key words.

---

### 1. Introduction

La « tour » d'hospitalisation se compose de 2 blocs : (a) bloc **B**, R+7, (b) bloc **C**, R+8, situé dans le prolongement du premier et qui présente en pignon un escalier constituant une excroissance. Un troisième bloc **A**, implanté latéralement aux deux autres est composé d'ascenseurs, d'escaliers et du monte-charge. Bien que les 3 blocs se soient convenablement comportés lors de 2 séismes (1999 et 2007) il a été décidé de faire un diagnostic suivi de la mise en œuvre d'un renforcement parasismique.

Plusieurs solutions de renforcement ont été étudiées en indiquant pour chacune les avantages et inconvénients ainsi que le coût associé. Comme dénominateur commun à toutes les solutions il a été décidé d'enlever, « raboter », 4 étages tout en poursuivant l'activité hospitalière aux étages inférieurs et en portant au

maximum les conditions de sécurité. Cette décision de réduire le nombre d'étages faisait suite à une analyse très détaillée de la direction de l'hôpital des besoins en surface hospitalière (hébergement). Toutefois il a été demandé que toute solution de renforcement soit mise en œuvre en prenant en compte l'obligation de la continuité du fonctionnement de l'hôpital (site occupé).

## 2. Description du site et des bâtiments existants

Construction de 1974, implantée à flanc de morne au-dessus d'une zone colluvionnaire sur une plateforme déblai-remblai. La synthèse des épaisseurs et des vitesses estimées pour les différentes formations au droit du site est indiquée dans le tableau suivant :

Formation	Epaisseur couche	Vs (m/s)
Remblais de surface	3 à 3,6 m	150 à 200
Argiles altérées	5 à 10 m	200 à 300
Laves argilisées	6 à 15 m	300
Basalte altéré	Au moins jusqu'à 26 m	500
Substratum basaltique sain	> 26 m	> 800

La structure des bâtiments B et C est du type poteaux-poutre dans le sens longitudinal et des voiles en béton armé dans le sens transversal. Bloc B : 26,5 x 15,5 m de type R + 8 avec un étage partiel sur le toit et une hauteur de 28,60 m. Bloc C 26,5 x 15,5 de type vide-sanitaire + R + 7 et une hauteur 24,50 m. La tour A : 9,20 x 9,8 m est du type R + 9 comporte les ascenseurs, les monte-charges et les escaliers et dont la structure est réalisée entièrement en voiles en béton armé de 15 cm. Les dalles coulées en place ont une épaisseur de 23 cm.



**Fig 1.** Vue générale blocs A et B



**Fig 2.** Vue générale blocs A, B et C



**Fig 3.** Façade blocs B- C

Les fondations des trois tours sont constituées par des barrettes de 50 x 260 et de 16 à 20 mètres de profondeur. Les barrettes sont liaisonnées par des longrines sur les files transversales et le long des façades longitudinales.

Les documents d'exécution indiquent une qualité du béton de  $\sigma_{28} = 27$  MPa. Cependant les valeurs obtenues lors des essais de compression étant plus faibles, on a retenu les caractéristiques suivantes :

- Béton voiles B17 :  $f_{c28} = 17$  MPa ;  $f_{t28} = 1,6$  MPa ;  $E_{ij} = 29,9$  GPa ;  $\rho = 2,2$  t/m<sup>3</sup>
- Béton poteaux B20 :  $f_{c28} = 20$  MPa ;  $f_{t28} = 1,8$  MPa ;  $E_{ij} = 29,9$  GPa ;  $\rho = 2,25$  t/m<sup>3</sup>
- Les aciers sont du type Fe 400.



**Fig 6.** Coupe transversale avant déconstruction

**Fig 7.** Structure aux niveaux : du 3<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage

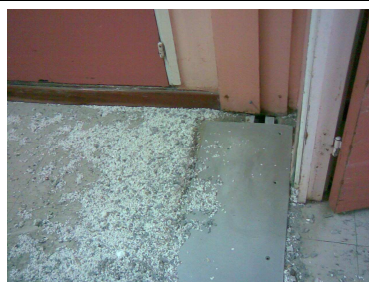
### 3. Comportement de l'hôpital lors des séismes du 8 juin 1999 et du 29 novembre 2007

Les deux séismes ont été enregistrés sur le site de l'hôpital :  $a = 0,100g$  (8/06/1999) et  $a = 0,171 g$  (29/11/2007)

La structure poteau-poutre du bâtiment et les fondations ont bien résisté au séisme. En revanche la maçonnerie de remplissage des façades présente à tous les étages des fissures de 1 à 2 mm d'ouverture à la jonction avec les éléments de structure. Les débris de polystyrène retrouvés au pied des joints après le séisme témoignent de l'entrechoquement des blocs B et C (déplacement > 5 cm). Le tremblement de terre a également endommagé les ascenseurs au niveau des rails (Davidovici, 2007).



**Fig 8.** Chute de faux-plafonds



**Fig 9.** Destruction du polystyrène dans le joint de dilatation



**Fig 10.** Hébergement après le séisme...

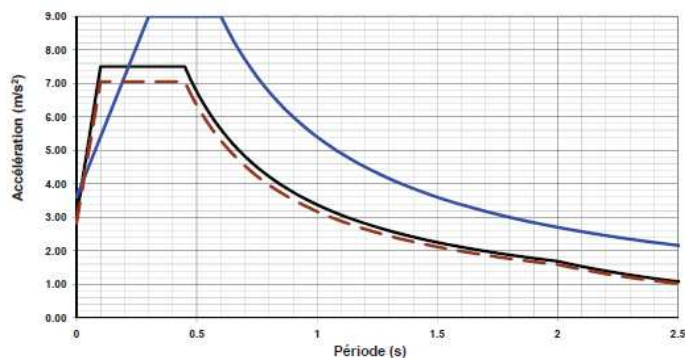
Les bâtiments à simple rez-de-chaussée et les niveaux inférieurs des tours ne présentaient pas de désordres hormis les fissures de retrait classiques dans tout ouvrage en béton

#### 4. Définition de l'aléa sismique

La démarche séquentielle mise en œuvre (GEOTER, 2009) pour caractériser l'aléa sismique sur le site est la suivante :

- Définition de la zone géographique de l'étude, en considérant l'ensemble des sources pouvant produire des mouvements sismiques significatifs sur le site (rayon de 200 km autour du site) ;
- Caractérisation des conditions particulières de site, par analyse et exploitation des documents existants, pour apprécier l'homogénéité du site et caractériser le potentiel d'effet de site. Compte tenu d'une vitesse moyenne de la propagation des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres estimée entre 240 et 360 m/s, les effets de site peuvent être pris en compte à partir des coefficients de sols des lois d'atténuation du mouvement fort, sans recours à la modélisation de la réponse de la colonne de sol ;
- Mise à jour des données de sismicité. Le catalogue utilisé en 2002 pour l'étude probabiliste de l'aléa sismique en France est complété par les données des années plus récentes jusqu'à fin 2008. Caractérisation de l'activité des zones sources, par le calcul des lois de distribution fréquence-magnitude de type Gutenberg-Richter ;
- Calcul probabiliste des mouvements sismiques par une quantification de la distribution spatiale et temporelle des paramètres du mouvement du sol. Cette évaluation est basée sur l'exploitation de lois d'atténuation capables de rendre compte du contexte sismotectonique des Antilles, pour calculer, en un lieu donné, la probabilité qu'une accélération du sol donnée soit atteinte ou dépassée, au cours d'une période de temps fixée. Les courbes d'aléa du site sont exploitées pour définir les spectres de réponse uniformes (les accélérations spectrales ont la même probabilité annuelle d'être atteintes ou dépassées) aux périodes de retour de 225, 475 et 2 475 ans. Ces trois périodes de retour permettent de couvrir toutes les périodes de retour définies dans l'Eurocode 8-3 et associées à la vérification des différents états limites ;
- Expression des mouvements en termes de grandeurs statistiques : médianes et percentiles 15 et 85% reflétant les incertitudes épistémiques et aléatoires considérées dans le processus de calcul ;
- Définition du spectre proposé pour le projet de renforcement, en considérant la classe de l'ouvrage définie par le maître d'ouvrage, ainsi que deux durées potentielles d'exploitation (40 ans et 50 ans).

**Fig 11.** Spectres spécifiques du site  
475 ans de période de retour,  
Classe C, 5 % d'amortissement.  
En bleu le spectre PS 92  
Zone III, site S2, classe C



#### 5. Déconstruction des étages supérieurs

Finalement on déconstruit 3 étages des tours A, B et C pendant que l'activité de l'hôpital a continuée aux niveaux inférieurs. Cette obligation de travailler en site occupé et l'utilisation des quantités importantes d'eau a nécessité la mise en place d'une étanchéité complétée du plancher haut du 4<sup>ème</sup> étage y compris dans le joint de



dilatation. Pour permettre l'utilisation des 2 ascenseurs de la tour A leur déplacement a été programmé en deux temps.



Fig 12 à 17. Différentes phases de la déconstruction

## 6. Renforcement par contreforts

Etant donné qu'une nouvelle construction a été envisagé au droit du pignon il a été proposé une solution de renforcement par contreforts en béton armé disposée uniquement d'un seul côté. L'effort étant ramené par des câbles précontraints situés sous les dalles. L'avantage de cette solution est d'ériger la nouvelle structure exclusivement à l'extérieur et de procéder uniquement au carottage des poutres et voiles pour passer les câbles précontraints.

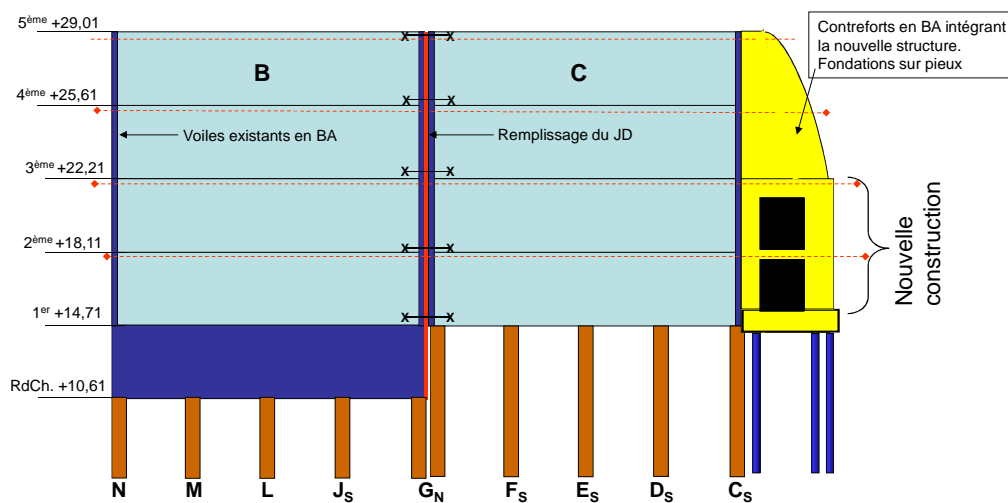


Fig 18. Coupe longitudinale avec le renforcement par contreforts

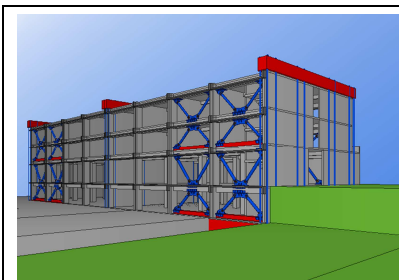
Pour équilibrer les efforts sismiques dans les deux directions et par manque de charge verticale il aurait fallu prévoir des fondations profondes (pieux) importantes.

Le coût du renforcement a été estimé à environ 2.600.000 Euros. Par ailleurs la réalisation d'une nouvelle construction a été abandonnée en même temps que le renforcement par contreforts en béton armé. Néanmoins on avait la maîtrise des efforts sismiques et la connaissance de la capacité de résistance de la structure existante.

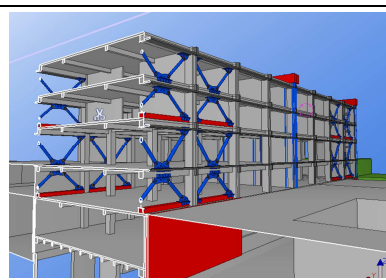
## 7. Renforcement par treillis métalliques et précontrainte verticale

Il a fallu penser à un nouveau renforcement prenant en compte la masse de la structure existante tout en envisageant les travaux à l'extérieur du bâtiment :

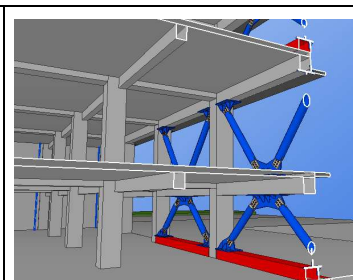
- Transversalement, contreventement assuré par les voiles existants en béton armé complétés par une précontrainte verticale
- Longitudinalement, contreventement mixte composé de la grille des poteaux-poutres existantes et d'un treillis métallique rapporté.
- Coefficient de comportement  $q = 2,1$



**Fig 19.** Renforcement vue du bloc C



**Fig 20.** Renforcement vue du bloc B



**Fig 21.** Vue de l'intérieur

De façon générale, on considère que le système de fondation est correctement dimensionné et assure la transmission des efforts horizontaux et verticaux du bâtiment au sol. Le renforcement du bâtiment n'inclut donc pas le renforcement du système de fondations existant.

Cependant, on envisage le scénario d'un plan horizontal de fissuration des barrettes de fondation au niveau des voiles pignons en cas de séisme de référence. Le plan interviendrait alors sous le niveau d'ancrage de la précontrainte. Dans ce cas, la stabilité du voile pignon serait encore assurée par le renforcement envisagé, l'ensemble du pignon précontraint se comportant comme un voile monolithe simplement appuyé les barrettes par l'intermédiaire de la longrine existante.

### 7.1. Contreventement longitudinal

Dans le sens longitudinal on met en œuvre une de triangulations en profilés tubulaires creux (**D219 mm** et **D273 mm**) sur 2 trames sur chacune des façades des blocs **B** et **C**. Ces ouvrages de charpente métallique sont associés à la structure béton existante pour former sur chacune des faces des blocs un treillis vertical.

Les assemblages des triangulations métalliques sur la structure béton, sont effectués par platines précontraintes. Les platines sont assemblées au moyen de FREYSSIBARS diamètre 32 mm. La précontrainte est dimensionnée de manière à ce que l'intégralité des efforts, verticaux et horizontaux, soient transmis aux éléments de béton armé par frottement.

Ce treillis mixte est complété par la mise en œuvre d'un confortement du voile béton dans la hauteur du sous-bassement à l'aplomb des triangulations créées de manière à transmettre les efforts aux longrines de fondation. Le voile existant est doublé par l'intérieur par un voile en béton projeté et l'ensemble est couronné par une poutre béton permettant l'accrochage de la charpente métallique.

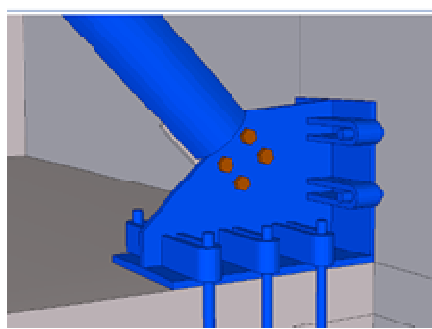


Fig 22. Détail de l'assemblage

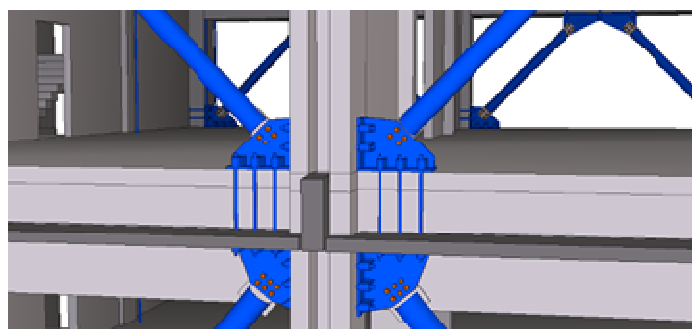


Fig 23. Vue complète du nœud

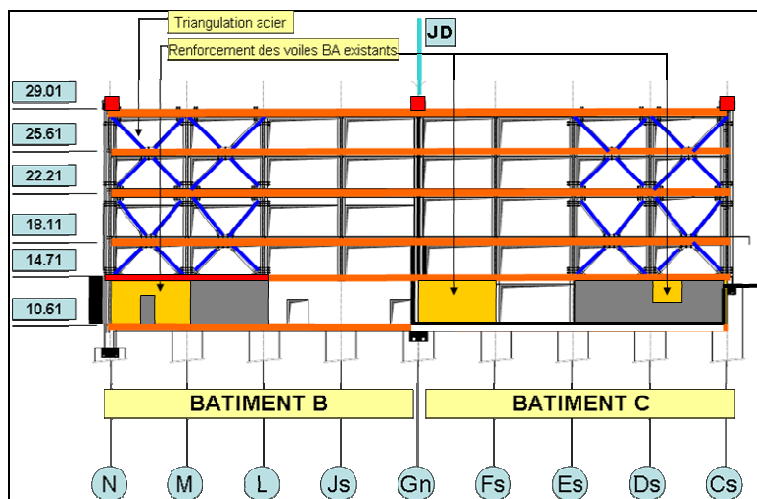


Fig 24. Contreventement longitudinal, détail

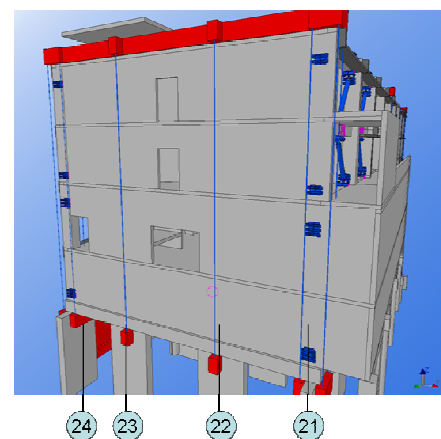
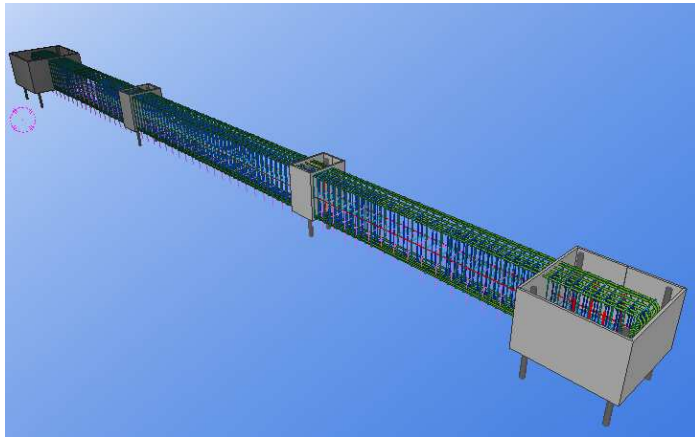


Fig 25. Renforcement au droit du pignon file Cs

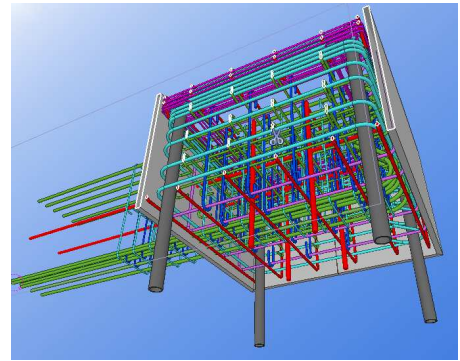
## 7.2. Contreventement transversal

Les voiles transversaux en béton armé localisées sont localisés sur les files N, G et Cs. Ils sont renforcés par la mise en œuvre d'une précontrainte verticale à côté des poteaux béton existant localisés sur les files 21, 22, 23, 24. Les câbles de précontrainte sont liaisonnés aux voiles béton par la mise en œuvre de poutres de couronnement (fig. 26 et 27) filantes situées en tête de ces derniers et de chevêtres en béton armé à la partie inférieure..

Au niveau du joint de dilatation, les poteaux des files 21 et 24 de section 30x80 ont une section insuffisante sur les 2 premiers niveaux pour reprendre les efforts de compression dus au séisme et à la précontrainte additionnelle. La section de ces poteaux extérieurs des voiles file Gn est donc portée à 60x80.



**Fig 26.** Poutre de couronnement pour l'ancrage des câbles



**Fig 27.** Détail de l'ancrage des câbles précontraints

### 7.3. Calcul des sollicitations sismiques

L'action sismique est déterminée conformément aux prescriptions des règles PS92 pour un bâtiment régulier en utilisant l'approche par le calcul des forces statiques équivalentes. La synthèse des valeurs retenues pour la vérification de la solidité du bâtiment B est la suivante :

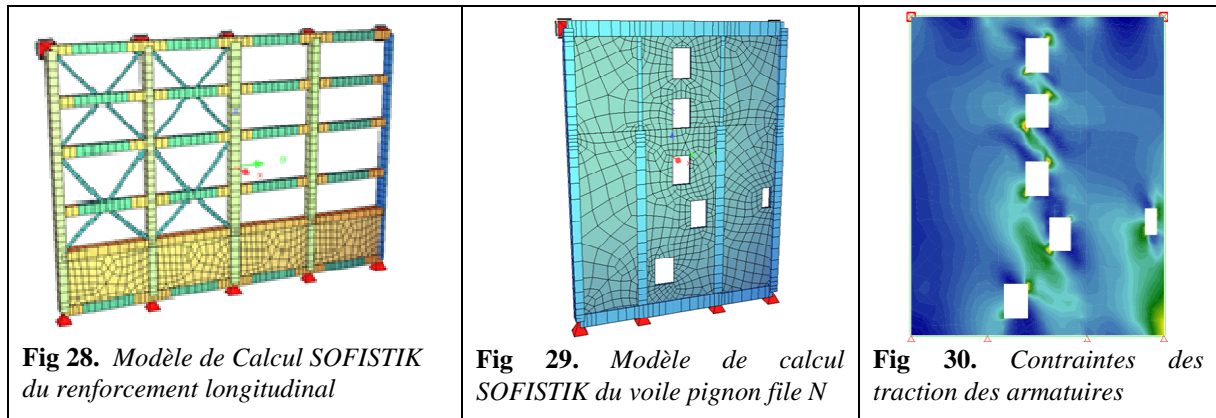
	MASSE		Forces Statique Equiv.	
	Par étage kg	Ramené au kg / m <sup>2</sup>	Par étage daN	Par façade /refend daN
<b>NIVEAU 5 (29.10)</b>	370 849	866	201 384	<b>100 692</b>
<b>NIVEAU 4 (25.61)</b>	438 668	1 024	180 676	<b>90 338</b>
<b>NIVEAU 3 (22.21)</b>	427 230	998	125 349	<b>62 674</b>
<b>NIVEAU 2 (18.11)</b>	427 397	998	72 503	<b>36 252</b>
<b>NIVEAU 1 (14.71)</b>	457 642	1 069	39 229	<b>19 614</b>
<b>NIVEAU RDC (10.61)</b>	538 348	1 257	7 776	<b>3 888</b>

Dans le cas du séisme longitudinal :

- Modélisation nonlinéaire de la grille mixte (BA et CM) de façade par un logiciel de calcul aux éléments finis (SOFISTIK 2010 AG). Le modèle est sollicité par la force statique équivalente préalablement calculée. On extrait de cette modélisation les sollicitations sous combinaison ELA pour chaque élément.
- Justification des éléments en charpente métallique du treillis sous SOFISTIK
- Justification des assemblages par platines précontraintes
- Justification des éléments existants en béton armé (poutre, poteaux) sous SOFISTIK
- Le comportement des matériaux est modélisé non linéairement. Le béton est modélisé selon son inertie fissurée par un calcul itératif.



- On vérifie que les contraintes limites ne sont pas dépassées. (le calcul non linéaire intègre la possibilité de flambement des poteaux). La vérification est confirmée par une analyse manuelle des sections principales notamment pour les éléments fléchis en ne prenant pas en compte les aciers comprimés dans la vérification de la section (contrairement au calcul global non linéaire effectué par SOFISTIK).



Dans le cas du séisme transversal :

- Modélisation nonlinéaire des voiles pignon par un logiciel de calcul aux éléments finis (SOFISTIK 2010 AG). Le modèle est sollicité par la force statique équivalente préalablement calculée et les efforts de précontrainte additionnelle. On extrait de cette modélisation les sollicitations sous combinaison ELA pour chaque élément.
- Justification des voiles béton existants, (compression verticale, effort tranchant et justification des linteaux)
- Justification des poteaux existants sous SOFISTIK
- Justification du dimensionnement de la poutre de couronnement et de la longrine en pied de voile

Justification sous combinaison d'action sismique longitudinale et horizontale pour les renforts des voiles situés dans les angles et sollicités selon les deux directions.

Les résultats de calculs montrent que les efforts de compression dans les poteaux augmentent fortement. Ceci est dû essentiellement, à la précontrainte additionnelle et au fonctionnement en treillis de l'ensemble triangulé. La compression dans les poteaux reste tout de même largement inférieure à la capacité des poteaux. Les efforts de traction dans les poteaux n'augmentent pas, car la traction additionnelle est neutralisée par la précontrainte.

D'autre part, les moments de flexion et les efforts tranchants dans la grille en béton armé sont très fortement réduits, de l'ordre de 80%, ce qui démontre l'efficacité du dispositif.

## 8. Conclusions

Bien que non calculés au séisme les blocs B et C se sont convenablement comportés lors des séismes du 8 juin 1999 et du 29 novembre 2007. La décision étant prise de renforcer les tours B et C, une réflexion commune avec la direction de l'hôpital a permis d'identifier les diverses possibilités de renforcement : réduction de la masse par la déconstruction des trois niveaux et mise en œuvre, par l'extérieur, d'une structure (treillis en

charpente métallique) combinée avec une précontrainte verticale au droit des voiles transversaux. La phase d'exécution est en cours avec la fin de travaux prévue pour décembre 2011. Enfin le coût du renforcement est estimé à environ 1.600.000 Euros.

## **9. Bibliographie**

Davidovici V., Le séisme de Martinique du 29 novembre 2007, vol. I, II, III et IV, Paris, décembre 2007.

GEOTER International, *Définition des actions sismiques pour le projet de renforcement du Centre Hospitalier Louis Doumergue, Trinité, Martinique, novembre 2009.*