

Zeitschrift: IABSE proceedings = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen
Band: 5 (1981)
Heft: P-46: Example of a construction with precast concrete panels in a seismic zone

Artikel: Un exemple de préfabrication lourde en zone sismique
Autor: Perzo, René / Pinatel, André
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-35890>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 16.03.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Un exemple de préfabrication lourde en zone sismique

Beispiel einer Konstruktion mit grossflächigen
Betonfertigteilen in einem Erdbebengebiet

Example of a Construction with Precast
Concrete Panels in a Seismic Zone

René PERZO

Directeur des études

André PINATEL

Ingénieur en chef

SOCEA-BALENCY
Rueil-Malmaison, France

RÉSUMÉ

Cet article décrit les caractéristiques du chantier de construction par grands panneaux béton préfabriqués de Bezanija Selo actuellement en cours à Belgrade, suivant un procédé français de préfabrication lourde. Il montre que ce procédé a pu satisfaire pour des bâtiments atteignant 18 étages aux impératifs du règlement parasismique yougoslave.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Bericht beschreibt die Besonderheiten der Baustelle Bezanija Selo bei Belgrad, wo grossflächige Betonfertigteile nach einem französischen Bauverfahren ausgeführt werden. Es wird gezeigt, dass diese Technik die jugoslawischen Vorschriften über Erdbebenlasten sogar bei 18 stöckigen Hochhäusern erfüllt.

SUMMARY

This report describes the characteristics of the construction site of Bezanija Selo, in Beograd, where a French construction system using precast concrete panels was employed. It shows that with the described French system of construction, it is possible to erect eighteen-story buildings which meet the aseismic Yugoslavian regulations.



1. INTRODUCTION

Ce chantier de 3000 logements à BEZANIJA SELO (NOUVEAU BELGRADE) YOUGOSLAVIE, entre dans le cadre de nos procédés de préfabrication lourde qui bénéficient en FRANCE de plusieurs avis techniques. Il est actuellement exécuté par l'entreprise RAD de BELGRADE, avec notre assistance technique.

En particulier l'étude de conception de l'usine de préfabrication, les plans des moules ainsi que la note de calcul justificative et l'étude complète des plans de préfabrication et de montage, ont été effectués par notre bureau d'étude.

Une première tranche de 1000 logements est actuellement terminée (cf. figure 1).



Fig. 1. Ensemble de la première tranche de travaux.

2. PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU PROJET

Ce projet comprend des bâtiments de 6 à 18 étages sur rez-de-chaussée et sous-sol. Le sous-sol et une partie du rez-de-chaussée sont coulés en place. Le reste est entièrement préfabriqué à l'exception des liaisons béton coulées sur chantier.

Les murs extérieurs sont préfabriqués par hauteur d'étage et sont du type sandwich à plaque extérieure librement dilatable. Les murs de pignon sont porteurs, les façades longitudinales accrochées en tête des refends.

La plaque extérieure béton est liée à la plaque intérieure par des agrafes INOX traversant les 4 cm d'isolant en polystyrène expansé (cf. figures 2 et 3).

A noter que nos procédés permettent également de réaliser des façades auto-portantes liées à l'ossature intérieure par un dispositif breveté, en acier électro-zingué, absorbant les mouvements relatifs de la façade et de l'ossature (cf. figure 4).

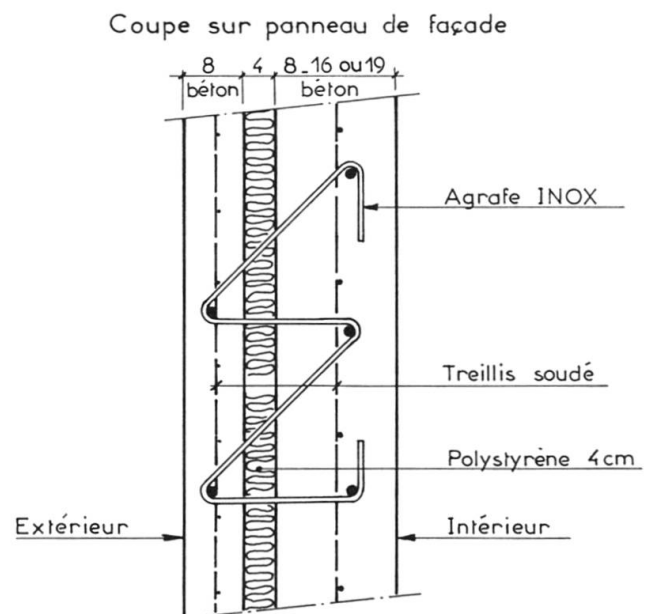


Fig.2 Coupe sur panneau de façade

Les refends intérieurs, préfabriqués par éléments de hauteur d'étage pouvant atteindre 7 m de longueur, sont en béton de 16 à 22 cm avec armatures variables selon la dimension et la destination des pièces.

Les joints verticaux béton sont crantés et armés pour assurer le passage des efforts dus au contreventement.

Les cloisons de 8 cm sont également préfabriquées en béton. Tous les panneaux verticaux sont maintenus en phase provisoire et réglés par des étais métalliques obliques fixés sur des douilles plastique noyées dans les éléments horizontaux et verticaux

Les planchers sont préfabriqués en toute épaisseur (16,5 cm) par éléments de 10 à 18 m² posés sans étais, par l'intermédiaire de 4 profilés d'appuis, sur le haut des panneaux inférieurs (après un calage-réglage approprié à l'emplacement des 4 appuis). Les panneaux verticaux supérieurs sont alors posés et réglés sur les appuis constitués par les deux tiges filetées émergeant de chaque panneau inférieur.

Le béton du chaînage horizontal est ensuite coulé et vibré en oeuvre (cf. les figures 5 et 6 où on distingue également les boucles de liaison en rive des dalles).

Le cycle de montage des panneaux est décrit au chapitre n° 5. Il est possible également d'utiliser les tiges filetées en haut des panneaux pour réaliser des jonctions boulonnées résistant à des efforts de traction. Mais cette disposition n'a été utilisée que de façon très locale sur ce chantier.

Signalons également qu'une autre disposition de nos procédés permet de couler en place les planchers, directement ou sur prédalle (cf. figure 7), et qu'il est possible aussi de réaliser des façades en panneaux simples de béton doublés intérieurement in situ d'un complexe isolant.

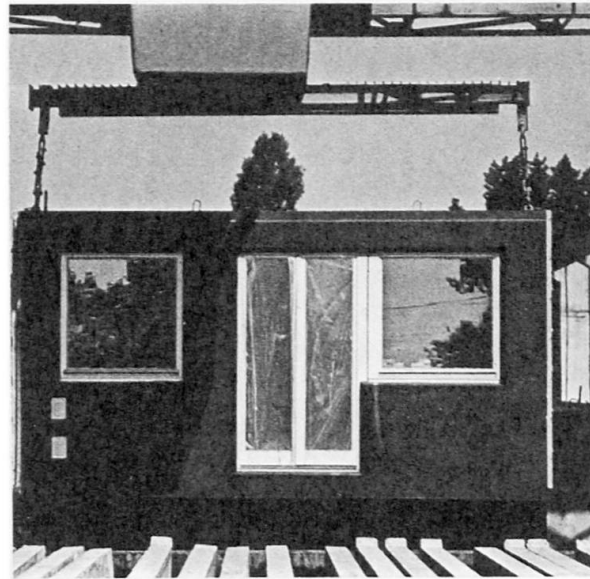


Fig.3 Panneau façade en cours de manutention

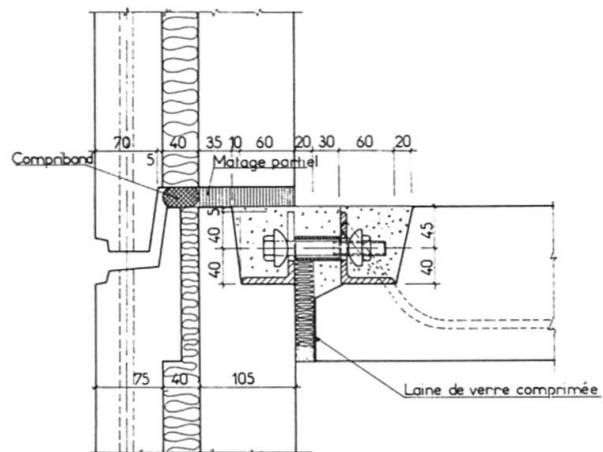


Fig.4 Liaison façade auto-portante plancher

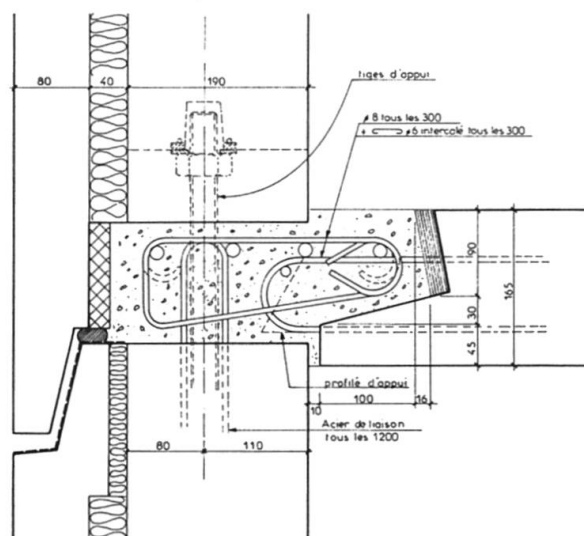


Fig.5 Liaison façade plancher

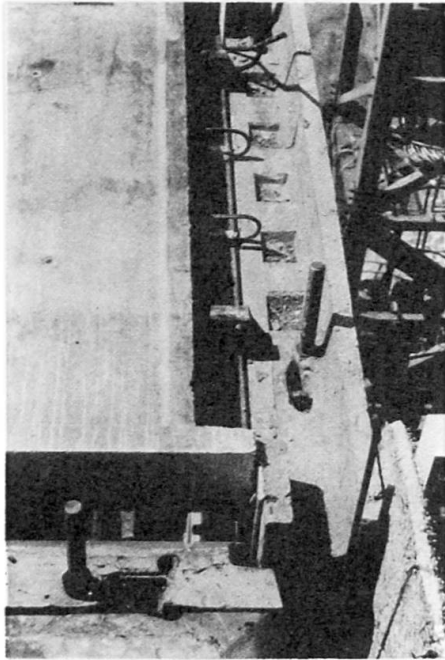


Fig.6 Appui du plancher en phase provisoire

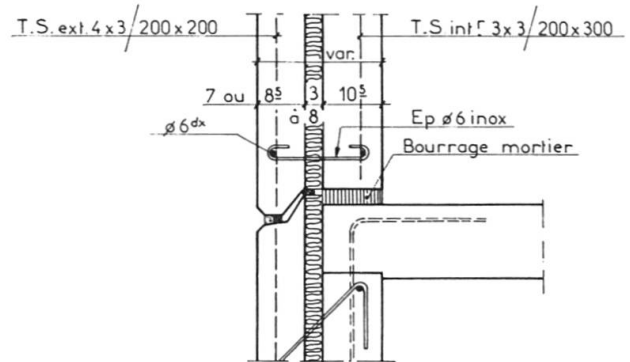


Fig.7 Variante plancher coulé en place

3. CALCULS JUSTIFICATIFS DES STRUCTURES

Les bâtiments étant situés en zone sismique (degré 7, avec doublement de la valeur β de base du règlement yougoslave par suite de la forte épaisseur de sol meuble en fondation), une étude très approfondie du contreventement des bâtiments a été demandée au bureau d'études.

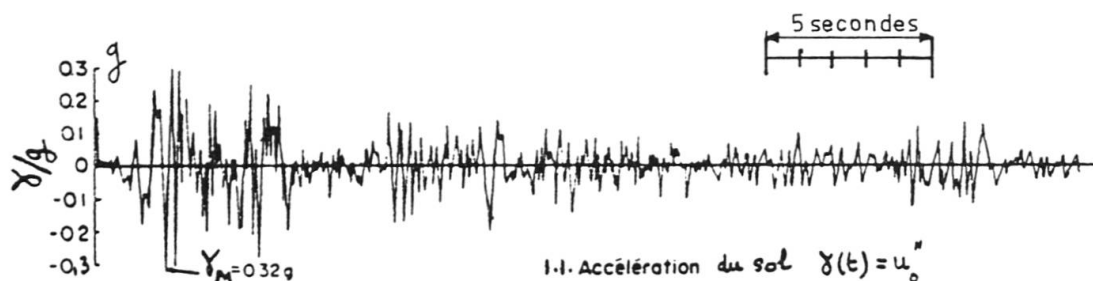
Le bâtiment est justifié suivant le règlement de béton armé yougoslave avec vérification de la stabilité des éléments verticaux porteurs par les "Recommandations Internationales pour les structures en panneaux" du Comité Européen du Béton, dites règles CEB IV.

Le calcul de stabilité a été exécuté à l'aide du programme ZEUS du Service Informatique de la SOCOTEC. Nous avons pu effectuer grâce à ce programme une étude élastique complète de la structure modélisée sous forme d'un ensemble de refends percés d'ouvertures, reliés entre eux à chaque niveau par les planchers supposés infiniment rigides dans le sens horizontal.

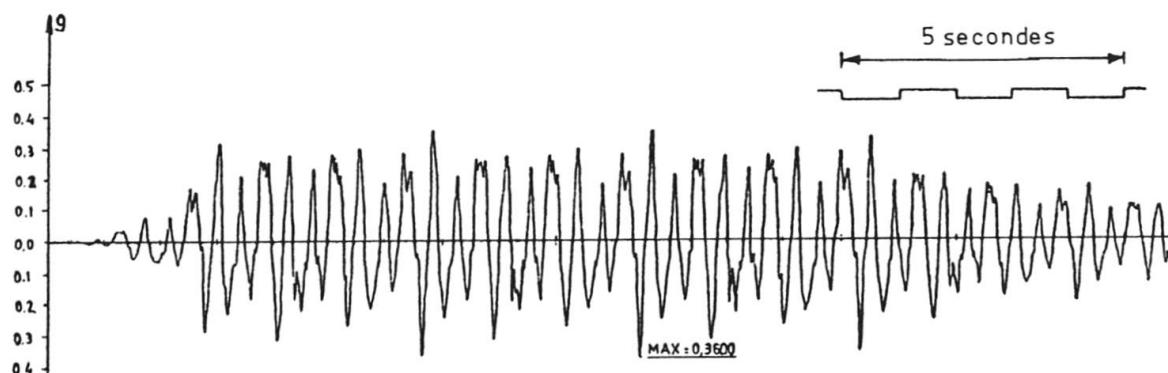
En ce qui concerne les efforts sismiques une analyse modale des déformations de la structure du bâtiment de 18 étages dans le sens longitudinal a été également effectuée par le programme Hercule de la SOCOTEC avec recherche des 12 premiers modes d'oscillations. Elle a permis de conclure après utilisation du spectre de réponse du règlement yougoslave, que l'utilisation du premier mode d'oscillation fournit une précision suffisante pour le calcul des forces statiques équivalentes. Le calcul est effectué dans les autres cas par le programme ZEUS avec période d'oscillation libre déterminée par la formule de RAYLEIGH (cf. § 5.31 de l'annexe C des règles parasismiques françaises "PS 69").

Etant donné l'importance des bâtiments et le fait qu'il s'agit de la première réalisation en Yougoslavie de ce type de construction par grands panneaux préfabriqués, l'Institut de Génie Sismique et de Séismologie de l'Université de SKOPJE a été chargé des deux missions suivantes :

- 1° - Vérifier sur les bâtiments étudiés la concordance entre l'effet des forces équivalentes prescrites par le règlement yougoslave et les effets d'une secousse sismique réelle telle qu'on peut la prévoir sur le site donné.



ACCELEROGRAMME "EL CENTRO" N.S.



ACCELEROGRAMME ANALYTIQUE "ZEMUN"

Fig. 8 Accélérogramme de base

- 2° - Vérifier par des essais en laboratoire la bonne tenue des joints proposés par notre bureau d'études sous l'effet des efforts sismiques alternés.

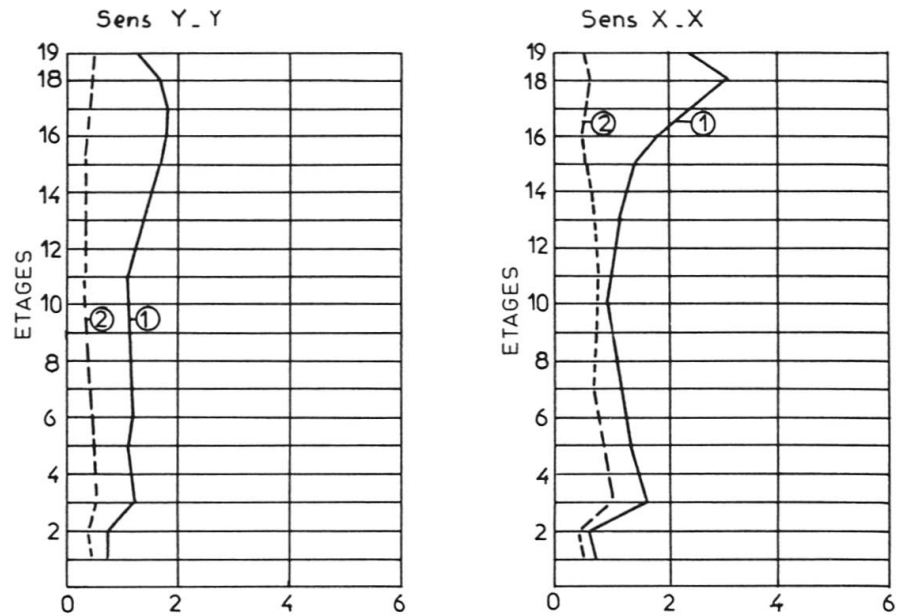
La première partie de cette mission a été menée à bien par les ingénieurs de SKOPJE en considérant les déformations linéaires et non linéaires calculées directement, avec un pas de 1/100 de seconde, à partir des deux accélérogrammes de base suivants, ajustés à une accélération maximale de 0,14 g : "El centro 1940" Nord-Sud. "Secousse analytique ZEMUN" dont les accélérogrammes sont donnés ci-avant (figure 8).

Cette étude a permis aux Ingénieurs de SKOPJE de conclure que l'armature de certains joints verticaux devait être augmentée pour obtenir un comportement correct de l'ossature, en particulier pour que le coefficient de ductilité requis des consoles verticales de contreventement ne dépasse pas la valeur 4. (Il reste inférieur à 2 dans toute la partie basse cf. figure 9).

La seconde partie de la mission de l'Institut de SKOPJE a montré que les joints prévus sont adaptés à leur emploi, ce qui permet d'envisager l'emploi de notre procédé dans d'autres constructions devant résister aux effets des séismes. Un examen plus détaillé de ces essais de joint est présenté au chapitre suivant.



Fig.9 Bâtiment A 17
ductilités requises



- ① Ductilité El Centro 40/100
② Ductilité du séisme analytique

4. ESSAIS DE JOINTS

Exécutés à l'Institut de Génie sismique et de séismologie de SKOPJE.

4.1 Description des joints

La position des 5 joints, essayés en vraie grandeur, est indiquée sur le croquis ci-contre de l'étage courant du bâtiment A 17 (fig.12) (18 étages préfabriqués sur sous-sol et rez-de-chaussée).

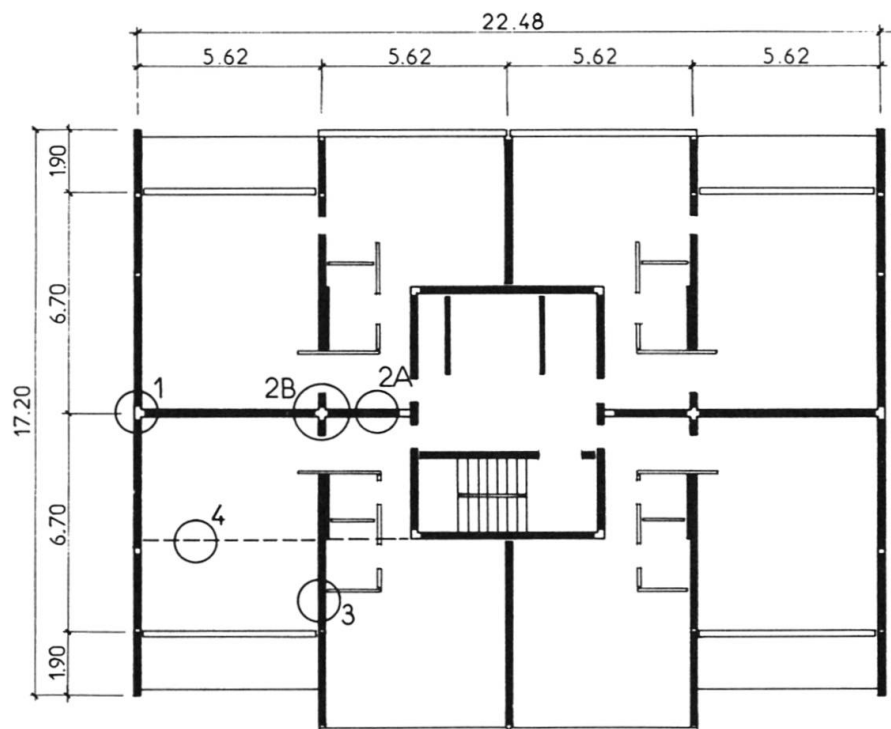


Fig.10 Bâtiment A 17
étage courant

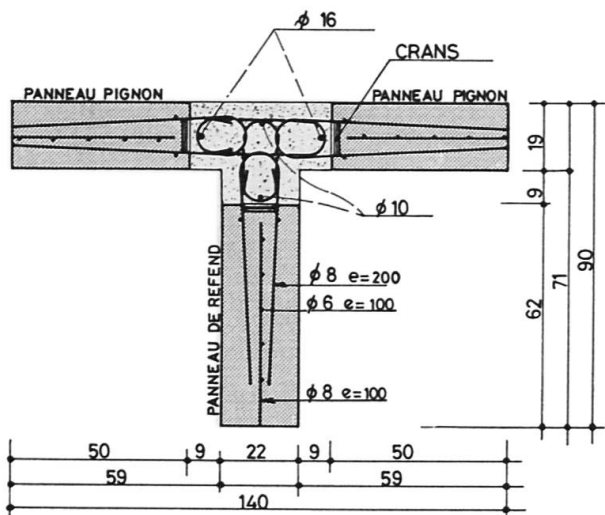


Fig.11 Joint 1

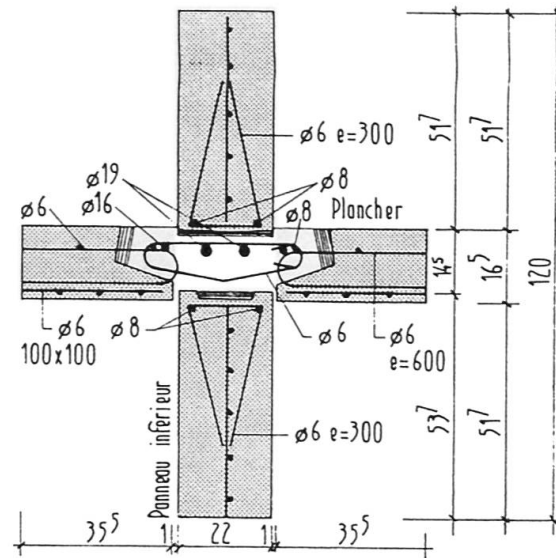


Fig.12 Joint 2 A

La longueur essayée est de 1 m 05 par joint.

Ces 5 joints caractérisent l'ensemble des joints du bâtiment, et nous indiquons entre parenthèses les efforts maximaux développés par mètre linéaire dans ces joints sous l'effet des forces sismiques du règlement yougoslave (charges "exceptionnelles") tel qu'ils ressortent de l'étude de stabilité de notre bureau d'études.

Joint 1 : jonction verticale entre panneaux verticaux (fig.11) de contreventement : rive des panneaux crantée, aciers de couture par boucles (effort tangent entre béton de joint et panneau axial $17,2 \times 10^4$ newtons/m. linéaire).

Joint 2 A : jonctions horizontales entre panneaux verticaux (fig.12) de contreventement et entre rives non porteuses des dalles du plancher : tranche des panneaux verticaux crantée, pas d'aciers de couture verticaux en partie courante.

(On ne trouve des aciers verticaux de liaison que dans les joints verticaux entre panneaux).

Effort tangent horizontal entre panneaux verticaux $18,2 \times 10^4$ newtons/m. linéaire, associé pour l'essai à un effort vertical de compression égal à 25×10^4 newtons ou nul.

Joint 2 B : jonction horizontale entre panneaux dito plus haut mais au croisement avec un joint vertical armé de 40 cm de long. (Effort tangent entre panneaux verticaux : $18,2 \times 10^4$ newtons/m. linéaire, essais avec compression verticale de 25×10^4 newtons ou nul).

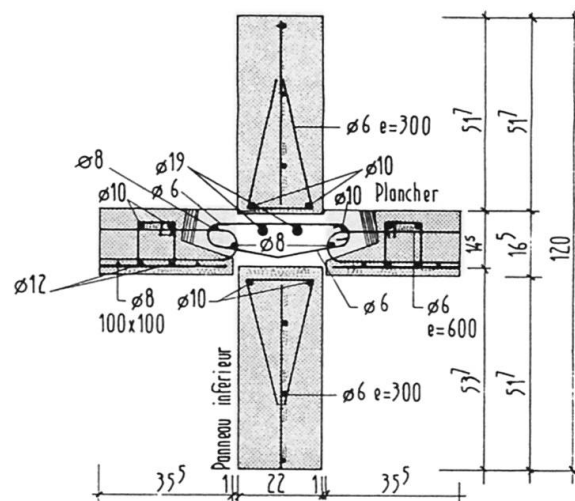


Fig.13 Joint 3



Joint n° 3 : jonction horizontale entre panneaux verticaux (fig.13) de contre-ventement et entre rives porteuses des dalles de plancher : tranche des panneaux verticaux non crantée, pas d'acier verticaux de couture en partie courante. (Effort tangent entre joint et panneau inférieur 23×10^4 newtons par mètre linéaire, associé à une compression verticale de 116×10^4 newtons).

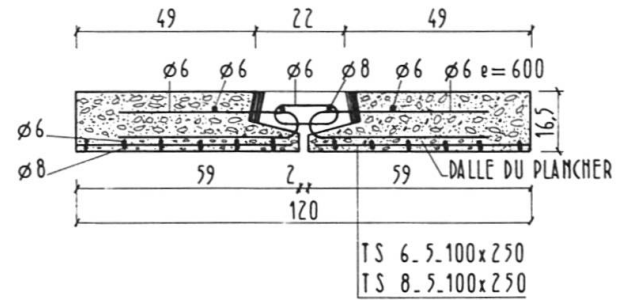


Fig.14 Joint 4

Ici encore on ne trouve des aciers verticaux de liaison que dans les joints verticaux entre panneaux.

Joint n° 4 : liaison (fig.14) entre 2 dalles dans le sens non porteur. (Effort tangent entre deux dalles 9×10^4 newtons/m. linéaire en phase monolithique pour un effort de compression voisin de zéro).

4.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les parties préfabriquées des joints ont été exécutées à l'usine par l'entreprise RAD.

Le béton de remplissage du joint a été exécuté à l'Institut avec les composants et le mode d'exécution prévus pour le chantier.

Les résistances sur cube à la compression à 28 jours du béton des éléments préfabriqués s'échelonnent de 34,5 à 44,0 newtons par mm², la résistance du béton de remplissage étant de 45,0 à 50,0 newtons par mm².

Les aciers à haute adhérence utilisés (CBR 40) ont une limite élastique minimale de 392 newtons par mm².

4.3 Dispositif d'essais et programme de charges

Le principe du dispositif d'essais est représenté figure 15 pour l'essai du joint n° 1. (Essayé après rotation de 90° pour la commodité de l'expérimentation).

La force active de cisaillement et la force passive de compression sont fournis par deux vérins hydrauliques de 125×10^4 newtons.

Le programme de charge de chaque joint a été déterminé par les Ingénieurs de SKOPJE compte-tenu du comportement réel à prévoir pour la structure. En particulier les charges sont ramenées à zéro après chaque cycle pour étudier le comportement des joints sous charges répétées.

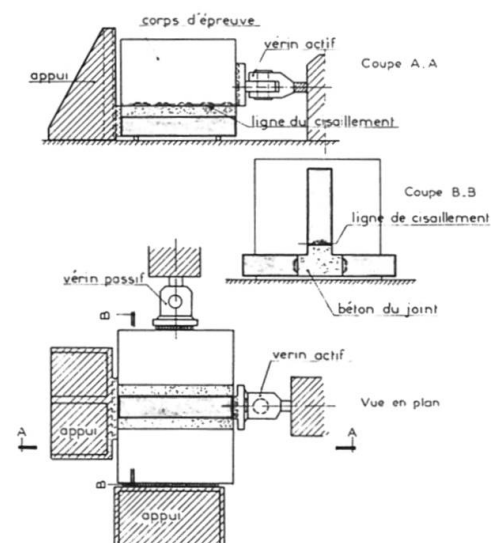


Fig.15 Dispositif d'essai Joint 1

L'augmentation progressive de la valeur des charges dans les premiers cycles permet d'éliminer l'effet de "collage" des joints avant d'arriver dans la phase des efforts importants.

Par ailleurs, il a été essayé 3 éléments pour chaque type de joint étudié.

A noter qu'une inversion complète du sens des charges à chaque cycle aurait sans doute conduit à une certaine diminution des performances mais les résultats obtenus montrent que les marges de Sécurité sont considérables.

4.4 Résultats

Joint 1 (fig.16) : la force de rupture est importante (ordre de 68×10^4 newtons) avec un déplacement de 2,4 mm et une ductilité faible.

Joint 2 A (fig.17) : rupture (joint horizontal cranté) non atteinte avec 112×10^4 newtons et une compression de 25×10^4 newtons, rupture à 71×10^4 newtons sans charge axiale - ductilité faible.

Joint 2 B : rupture non atteinte avec 112×10^4 newtons et compression de 25×10^4 newtons, rupture autour de 110×10^4 newtons sans charge axiale.

Joint 3 : rupture (joint horizontal non cranté) atteinte vers 110 tonnes pour un effort de compression de 115×10^4 newtons, déformation de l'ordre de 3 mm, rupture fragile.

(Pour 70×10^4 newtons de compression, rupture vers 70×10^4 newtons).

Joint 4 : rupture fragile vers 50×10^4 newtons avec une déformation de 6 mm environ.

4.5 Conclusion

Tous les joints montrent une grande capacité de résistance avec une rupture de type fragile pour un niveau relativement faible de déformation. A noter la grande influence de la compression sur la résistance limite au cisaillement.

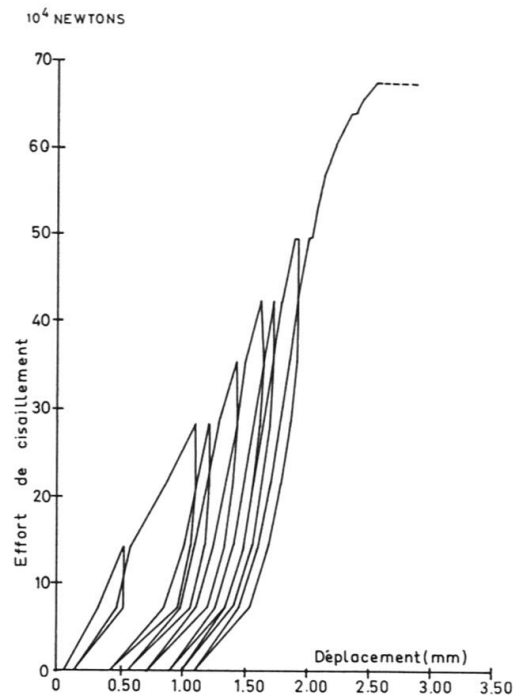


Fig.16 Effort déplacement Joint 1

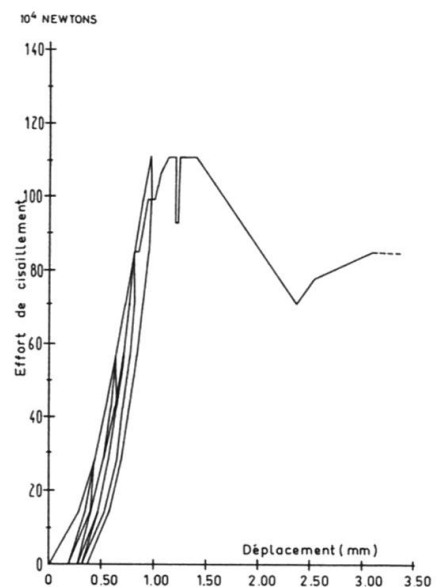


Fig.17 Effort déplacement, joint 2 A



5. L'USINE DE PREFABRICATION ET LE MONTAGE

5.1 L'usine

L'usine de préfabrication, étudiée pour la réalisation des éléments du procédé BALENCY, est située dans la zone du NOUVEAU BELGRADE à proximité des chantiers prévus dans les première et deuxième tranches de construction.

L'usine est le complément d'un ensemble d'installations de l'entreprise RAD, sur un terrain situé en bordure de la rivière SAVA, comprenant notamment un important atelier de façonnage de fers à béton, deux centrales à béton dont l'une pour du béton prêt à l'emploi, et une installation de stockage, criblage et lavage d'agrégats alimentés par péniches.

L'usine de préfabrication proprement dite, d'une capacité nominale de 5 logements par jour, comprend 3 halls de fabrication desservis par ponts roulants (fig.18) ; les halls sont prolongés par l'aire de stockage extérieure, également desservie par ponts roulants, le stockage est du type vertical, chaque panneau étant maintenu individuellement dans des peignes de stockage (fig.19).

Le premier hall abrite les moules horizontaux (moules façades, 3 moules blocs techniques pour salles d'eau et cuisines).

Les deuxième et troisième halls sont destinés aux moules verticaux du type batterie pour éléments refends et dalles (5 batteries de 6 à 7 alvéoles) ainsi qu'aux moules spéciaux (escaliers, vide-ordures, etc...)

A l'extrémité de chaque hall se trouvent les installations de contrôle et les palées de ragréage ; une partie du 3ème hall est utilisée pour le montage sur gabarit du ferrailage à partir d'aciers façonnés dans l'atelier principal.

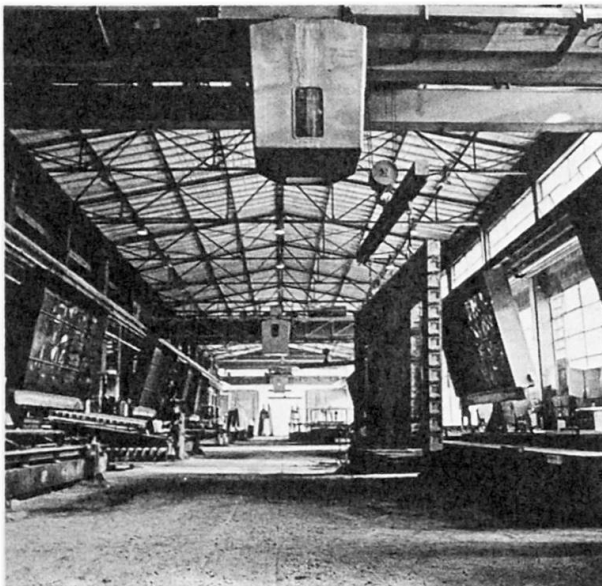


Fig.18 Hall n° 1

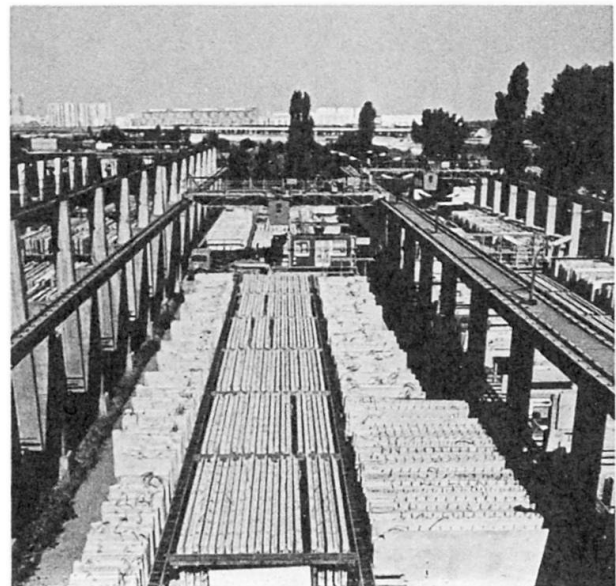


Fig.19 Le stockage

5.2 Les moules

Les moules horizontaux (7.00 x 3,60 m) sont constitués d'une table avec équipements de coffrage et d'un capot chauffant d'étuvage.

La table relevable à 90° par vérin hydraulique est vibrante (vibrateurs électriques incorporés) et chauffante (serpentin eau chaude) : le capot relevable par vérins hydrauliques est isotherme, chauffant par résistances électriques blindées avec régulation thermostatique.

Les moules verticaux sont des batteries à alvéoles, roulant sur rail soit au sol (2ème hall fig.20), soit sur charpente (3ème hall). La translation se fait électriquement et le serrage hydrauliquement. La vibration s'effectue par vibrateurs incorporés et le chauffage par injection de vapeur à l'intérieur des alvéoles.

5.3 Le montage (fig.21 et 22)

Les panneaux sont transportés au chantier par semi-remorques à chevalets spécialement équipées. Il n'y a pas de stockage sur chantier, les remorques arrivant suivant le planning de pose.

Le montage s'effectue suivant les principes vus au chapitre II.

Les écrous de réglage des tiges de positionnement des éléments verticaux et les cales d'appui des profilés des éléments horizontaux sont réglés à la lunette avant pose.

Chaque équipe de montage est liée à une grue et le cycle de montage s'étale sur 3 jours par équipe et par étage courant ; le cycle de montage étant le suivant : (cf.fig.23).

- 1 - Pose et réglage des éléments horizontaux du niveau $i-1$ (plancher haut) ferrailage des chainages horizontaux (fig.24) et mise en place des incorporations (plomberie et électricité).
- 2 - Pose et réglage des éléments verticaux du niveau i .
- 3 - Ferrailage des joints verticaux, bétonnage de la moitié supérieure des joints verticaux du niveau $i-1$ et des chainages du plancher haut.
- 4 - Bétonnage de la moitié inférieure des joints verticaux du niveau i . etc...

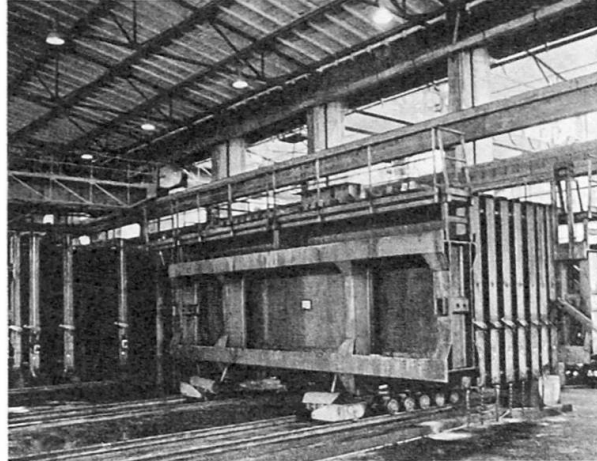


Fig.20 Batterie de moules verticaux



Fig.21 Le montage, vue générale

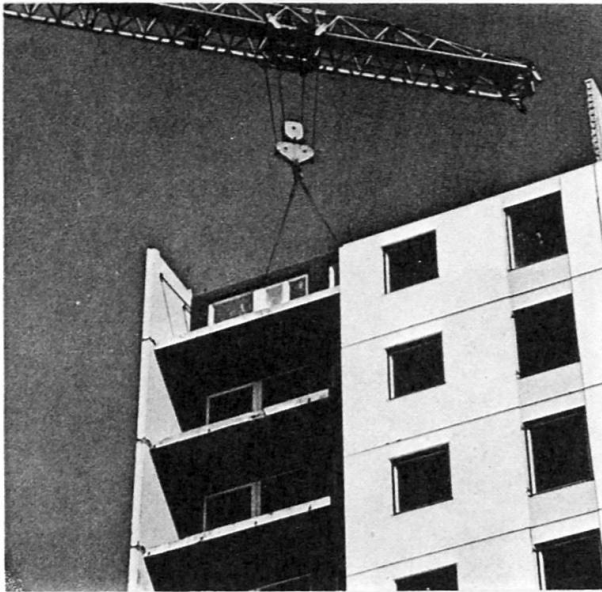


Fig.22 Montage fond de loggia

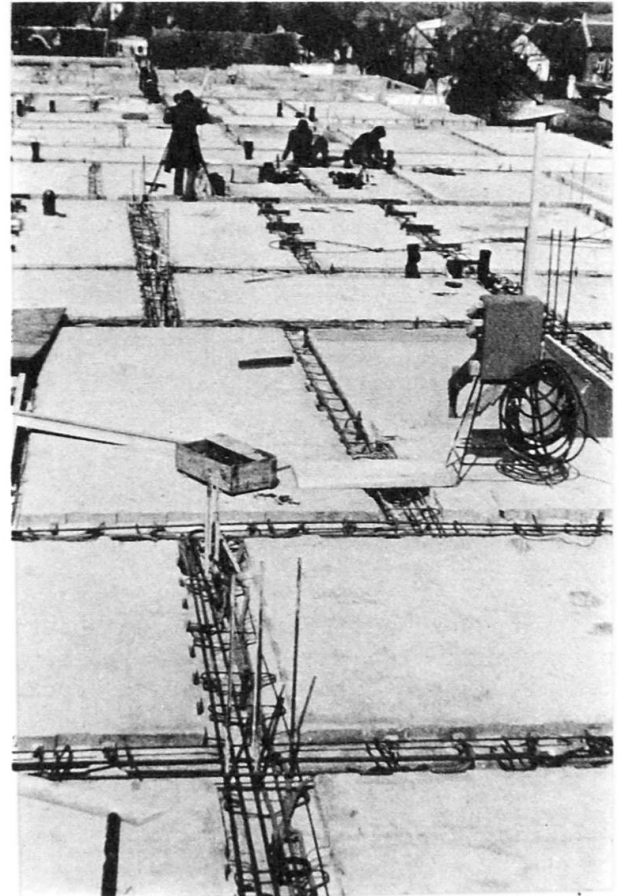


Fig.24 Chainages horizontaux

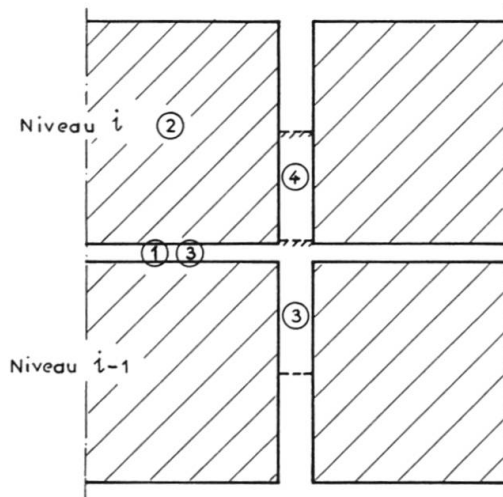


Fig.23 Cycle de montage

6. CONCLUSION

L'étude et le chantier de BEZANIJA SELO nous montrent qu'avec le procédé de préfabrication lourde mis au point par notre entreprise il est possible, en utilisant judicieusement les joints verticaux et horizontaux entre panneaux, de construire en zone sismique de façon satisfaisante des bâtiments pouvant atteindre une vingtaine de niveaux en panneaux assemblés de grand format.