

## Les règles de résistance aux tremblements de terre : études pratiques

Pierre D'Allemagne, René Martineau and Robert E. David

Volume 34, Number 3, 1966

URI: <https://id.erudit.org/iderudit/1103588ar>

DOI: <https://doi.org/10.7202/1103588ar>

[See table of contents](#)

Publisher(s)

HEC Montréal

ISSN

0004-6027 (print)

2817-3465 (digital)

[Explore this journal](#)

Cite this document

D'Allemagne, P., Martineau, R. & David, R. (1966). Les règles de résistance aux tremblements de terre : études pratiques. *Assurances*, 34(3), 213–230.  
<https://doi.org/10.7202/1103588ar>

# Les règles de résistance aux tremblements de terre: études pratiques

*par*

PIERRE D'ALLEMAGNE, RENÉ MARTINEAU  
et ROBERT E. DAVID

213

I — **The structural design of Place Victoria**, by Pierre M. D'Allemagne, Ingénieur-conseil.

## **Introduction**

Place Victoria, the 47-storey, office building in down town Montreal is the tallest building in the city. It is one of the highest reinforced concrete buildings in the world. Construction started in June 1963 and structural work was completed in July 1964.

Reinforced concrete high rise buildings are rather a rarity in North America. The original conception, by Professor Luigi Nervi, of two-600 ft. towers in reinforced concrete was adopted, and Messrs d'Allemagne & Barbacki, Montreal Consultant engineers, were associated with the scheme early in the planning stages.

Several special conditions give the structural design of Place Victoria some aspects of originality. Chief among these conditions is the use of reinforced concrete as the basic structural material. Secondly, the 623 ft. tower is designated to withstand the onslaught of very severe earthquake forces as coded in Zone III. Thirdly, of course, is the height of the building which is what makes both above considerations critical.

The use of reinforced concrete meant that to keep columns few in number and of a reasonable size, the floor systems had to be kept as light as possible. This was done, in concrete, with spans of up to 46'-8" and with a floor to floor height of 11'-4". Together with the central core, 12 columns brace the 140' x 140' tower on the exterior.

214 The saving in dead loading was also essential to keep down probable earthquake force which is a function of increasing dead load and height. The earthquake framing is another piece of novel design on Place Victoria — noteworthy because of its adequacy, simplicity and originality.

Design aside, maximum use was made of high strength of concrete and reinforcing steel and modern construction technique. This was an essential part in the realization of the scheme, detailed account of which follows.

**2. The typical tower floor**

Architectural requirements were a minimum floor to floor height, no beam interruptions to ductwork, etc. in the ceilings, and large uninterrupted spans.

From the structural point of view, the floor had to be light without deflecting unduly under live load. The design adopted was that of a ribbed flat slab with drop panels at the supporting columns. The ribs were 15" deep plus 3" slab at a basic grid of 5'-10<sup>3</sup>/<sub>4</sub>" centres both ways. The drop panels were 28" maximum depth. It afforded unrestricted passage to all services, while taking only 18" of the floor to floor depth. Keeping in mind that the floor is working over 46' spans with a liveload of 100 psf and no beams, this was made possible only by the relative rigidity of columns which provide the equivalent of structural continuity at each support. This was a major point of contention at the early stages of design, and a full size model of the scheme and another

design were tested to destruction, the scheme failing at twice design load whilst the other failed at 1.54 the design load.

From the structural point of view this provided an equivalent loading of about 9½" solid concrete slab. Reinforcing steel design stress was pushed up to 25,000 lbs sq. in., yielding an overall figure of 9 lbs/sq. ft. of floor area.

Form, of course, was the main problem. Metal waffle pans, apart from expense were impractical, because of the large size. Wood forming would have been too slow and expensive. Fibre glass waffle pans were used successfully by the contractors. Ribs were sloped to ease removal of pans, compressed air was used to break contact of pan to concrete on removal. Pans were prevented from warping by cross ribbing.

215

**3. Structural framing**

The tower is symmetrical in plan on all axes. Floors are supported on 4 corner columns, 8 exterior columns and the central core. The core is an X-shaped wall with columns at the extremities.

**a) Wind and earthquake :**

The tower stands as a vertical cantilever, with lateral forces from severe wind or earthquake to resist. The core, being the stiffest member, forms the backbone of the tower. Any lateral shear, then, is taken by horizontal shear on the core walls. Bending in the vertical axes is taken on partly by the core itself and partly by translation of the overturning moment into upward and downward forces on the exterior corner columns. This translation of moment into two forces is done by the horizontal frames (floor to floor concrete trusses) at the three mechanical floors. They connect the core to the corner columns and on deflection of the

tower would induce a sizeable force in the corner columns, thereby relieving the core of an otherwise too large a moment it is subject to. The upward force on the corner columns is never larger than the loading on it, while the corresponding downward force is allowed for in the design of the corner columns.

216 The remaining 8 exterior columns therefore do not play any direct part in resisting lateral forces. Nevertheless the tower is designed to withstand any incidental torsion in the case of earthquake. This is done by bracing all side columns by deep boundary beams also at the three mechanical floors and the roof. Torsion resolves simply to sideway of 4 columns braced at four levels.

**b) Normal Loading :**

Differential elastic settlement i.e. differential shortening of columns under different stresses, is a serious factor to take care because of the long length of the columns. Attempts in the design were made to keep stresses on all columns and core very similar, so that floor warpage becomes a negligible consideration. Corner columns, core wall and columns are designed as tied columns, while the exterior columns are designed as spiral columns. Concrete strength varies from 6000 to 4000 psi, getting smaller as columns approach the top. A "431" high tensile steel is used in all the columns except for the last few floors.

**c) Temperature Considerations**

Climatic conditions make it extremely difficult for any of the vertical members to remain exposed, because of the long length of the columns. It makes it impossible for some columns and not the others to be exposed. The corner column is therefore clad by an exterior precast panel, ensuring all columns to be under the same temperature conditions — and at a reasonable range of climatic variation.

### 4. Special features

#### a) Stock Exchange Building :

This is the 5-floor block west of the tower. It is also a ribbed flat slab design with ribs at 4'-8" centres. 4 columns stop at 3rd floor and the 4th floor is eliminated over the 65' x 160' stock exchange area to provide the large headroom required, with balconies to the interior and canopies to the exterior.

217

#### b) Canopies at 2nd, 3rd, 4th & 5th Floors :

Cantilever canopies jutting out 21'-6" from the body of the tower were done in concrete with a maximum drop depth of 32" at supporting columns.

#### c) Spiral Staircase :

It is an Elliptical staircase spanning freely between ground and 1st basement shopping level. It spans just over 180° with maximum and minimum ordinates to centre line of 13'-0" and 9'-0". The stairs are supported off a central rib 14" deep. Maximum width of the stairs is 5'-9" at the landing halfway between the two supporting levels.

#### d) Vaults :

Provision for bank vaults also in concrete construction were made at ground floor low building and 33rd floor tower.

#### e) Mechanical Services :

Mechanical areas were confined to roof, 32nd, 19th, 5th floor and 5th basement, with mechanical and electrical risers at the core area branching out at each floor. Elevator machine rooms were located on roof, the 36th, 20th and 5th floors.

#### f) Exterior Elevation :

The curtain wall sits on a cantilever slab which slowly recedes as it approaches the top. Similarly the corner column

cladding support which cantilevers off the corner column, housing between it and the cladding an accessible shaft. The curtain wall is interrupted at the mechanical floors to expose the earthquake horizontal trusses forming a major architectural feature.

**5. The use of concrete in large columns :**

218 The problem of excessive heat development when pouring high strength concrete in large bulks was considered at the early design stages. It is essentially different from dam or barrage concreting in that concrete here has a much higher cement ratio to develop the high strength. Several of the then prospective supplying companies undertook extensive testing and research to arrive at a solution. The problem was that a normal concrete mix on setting in large quantities would develop temperatures in excess of 160° F. which were found to damage the strength properties of the final product. The final specification was for using low-calory cement to reduce rate of hydration, and for ice to be added to the mix to limit the temperature to 60° F. on delivery. 6000 psi concrete was successfully poured in columns and footings with the final temperature not exceeding 120° F. Column sizes were as high as 5'-8" x 8'-0".

**6. Construction notes**

Speed of construction, probably aided by a relatively mild winter, was no less than remarkable in the construction of footings, columns and 53 individual floors of Place Victoria. The well oiled machinery of concrete supply and placing — truck, hoist, conveyor belt — precast forms, winter protection and round the clock labour made possible the record floor to floor cycle of under 60 hours.

The use of G-lock, a mechanical butting device for columns steel, proved very successful after an uncertain start.

Splice lapping the  $2\frac{1}{4}$ " diameter bars in the columns, expense aside, would have cluttered space so much it would have been difficult to place the concrete. But welding was ruled out because of expense.

97'-0" long bars of  $2\frac{1}{4}$ " diameter were delivered and placed successfully in the earthquake frames at the three mechanically floors.



**II — La résidence des étudiantes de l'Université de Montréal,**  
par René Martineau, ing.

***Description de l'édifice***

La résidence des étudiantes de l'Université de Montréal est située sur la rue Maplewood, au nord-ouest du Centre Social. C'est un édifice en béton armé, sans revêtement extérieur. Il comprend un sous-sol, un rez-de-chaussée, seize (16) étages de chambres, un toit et un appentis, le tout formant une hauteur totale de 186 pieds au-dessus du sol.

En plan, l'édifice est triangulaire et comporte deux (2) façades de fenêtres séparées par des murs brise-soleil. La troisième façade comprend de larges murs et abrite les ascenseurs et les escaliers.

Chaque plancher est formé d'une dalle de béton d'une épaisseur de  $6\frac{1}{2}$  po. portant sur les murs extérieurs et sur une unique colonne intérieure évidée de forme triangulaire. Les murs en béton armé sont isolés de l'intérieur et sont donc soumis à des variations de longueur de l'ordre de 1 po. dues à la température. La colonne intérieure est isolée sur son pourtour et l'évidement sert de prise d'air pour le système de refroidissement d'une chambre de transformateurs située au sous-sol. Cette colonne peut également varier en longueur



## ASSURANCES

suivant la température de l'air et ceci minimise les effets qu'aurait eu la variation des murs extérieurs sur les planchers.

220 L'édifice est fondé sur 119 pieux de 20 po. de diamètre d'une capacité de 125 tonnes chacune. Ces pieux sont en béton et ont une base élargie reposant sur une moraine glaciaire située à environ 25 pieds de profondeur. Le niveau du roc variait de 39 pieds à 100 pieds sous le sol. Les pieux sont reliés entre eux par un réseau de poutres d'une profondeur de 5 pieds.

Une fois résolu le problème des variations thermiques des murs, la résistance de cet édifice aux efforts du vent et aux séismes devenait le principal problème structural.

Mr. S. Sol:	62381 Kips-pi
Mr. R de C:	57959 "
dont: M dalle	25000 "
M éléments:	32959 "

Elément	1	2	3	4	5	6
M x-x	6256	527		6394	5076	2802
M y-y	4120	0	330	7020	10679	3593
M torsion	4198	315	23	1953	405	218

FIG. 4. TABLEAU DE LA DISTRIBUTION DES MOMENTS DE RENVERSEMENT ET DE TORSION

### **Résistance au vent**

Les efforts du vent sur l'édifice ont été calculés d'après les normes du Code National du Bâtiment, plus défavorable en l'occurrence que le Code de Montréal. En effet, le Code National du Bâtiment prévoit des facteurs d'augmentation

selon la forme et selon la rugosité des surfaces. Dans ce cas-ci, à cause de la forme triangulaire et des murs brise-soleil, les efforts normaux du vent devaient être multipliés par un facteur 1.7. Le chargement du vent est montré à la Fig. 1a<sup>1</sup> et l'on peut constater que les pressions sont plus fortes au sommet qu'à la base. La résistance au vent a été assurée suivant les deux (2) axes principaux de l'édifice. Les efforts dus au vent sont d'environ 20 pour cent supérieurs suivant l'axe YY. De toute façon, les effets du vent étaient inférieurs à ceux des séismes, et la résistance des éléments a été établie en fonction de ces derniers.

221

### **Séismes**

Les méthodes de calcul des forces dues aux séismes et de leurs actions sur les bâtiments sont assez récentes. En Californie, les exigences du "Uniform Building Code" en ce qui a trait à la résistance des édifices aux séismes apparaissent en 1927. Pendant plusieurs années ce Code défendait la construction des édifices en béton armé de plus de 13 étages ou de 150 pieds. Mais dans l'édition de 1955, ces restrictions étaient éliminées grâce à une meilleure connaissance des effets des séismes et des charpentes en béton.

Le Code National du Bâtiment n'a inclus ces exigences que dans son édition de 1960, et les normes de chargement y sont identiques à celles du "Uniform Building Code of California" de 1955.

Les normes du Code National du Bâtiment ont été modifiées légèrement en 1965 et se rapprochent des normes de "Recommended Lateral Force Requirements" publiées en 1959 par l'Association des Ingénieurs en structure de Californie.

Le Code National délimite pour le Canada trois catégories en zones, suivant la probabilité de tremblements de

---

<sup>1</sup> Page 222.

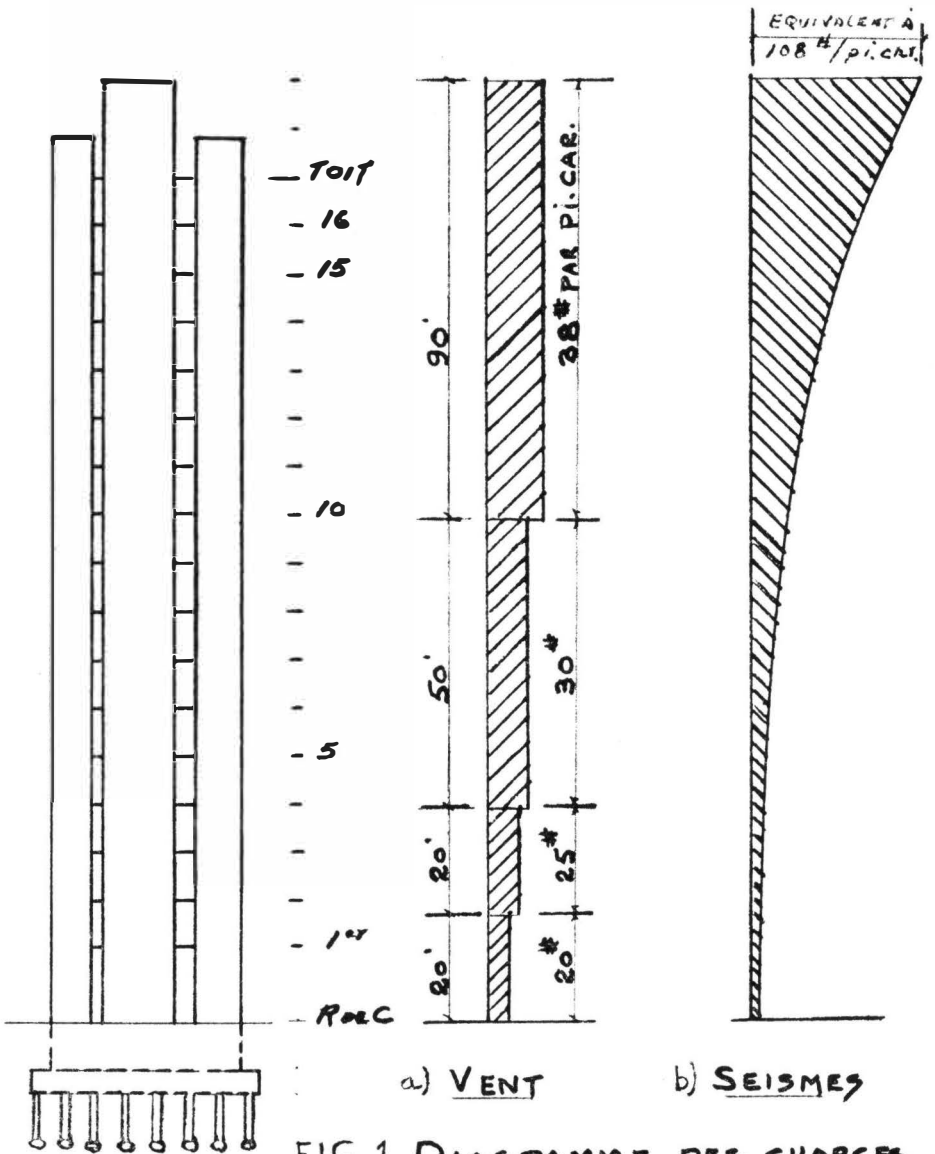


FIG. 1 DIAGRAMME DES CHARGES HORIZONTALES

terre d'une certaine intensité. La force horizontale  $F$  due aux séismes et déterminée par le code est multipliée par 2 pour la zone 2 et par 4 pour la zone 3.

Montréal est classé dans la zone 3 à cause de la proximité de la faille du St-Laurent et ainsi les efforts séismiques auxquels les édifices doivent résister sont équivalents en intensité à ceux qui sont prévus en Californie par le "Uniform Code". La force horizontale  $F$  pour un étage quelconque est égale à:

223

$$F = CW \quad \text{où} \quad C = \frac{4 \times 0.15}{N + 4.5}$$

où  $N$  = Nombre d'étages au-dessus de l'étage considéré.  
 $W$  = Poids de l'édifice au-dessus de l'étage considéré.

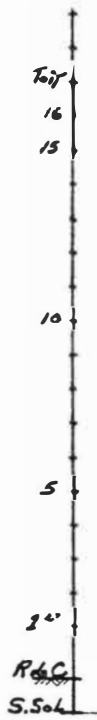
On peut immédiatement voir que d'après cette formule la force  $F$  est plus importante pour les étages supérieurs, et que plus un édifice est élevé, plus le facteur  $C$  diminue.

Le diagramme de chargement pour un édifice de 17 étages comme la résidence des étudiantes est montré à la Fig. 1b<sup>1</sup>. Ce diagramme illustre l'effet de fouet des étages supérieurs, et l'inconvénient qu'il y aurait à loger de lourdes masses sur le toit tel que piscines, réservoirs, etc . . .

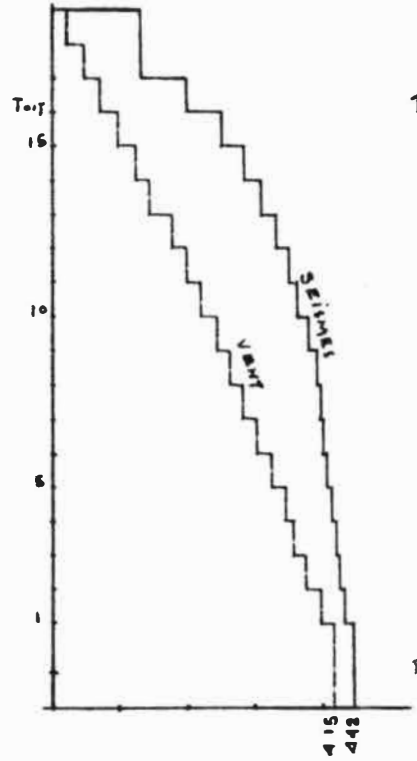
Par contre, la diminution du facteur  $C$  avec la hauteur de l'édifice s'explique par le fait qu'un édifice élevé se déplacera davantage qu'un édifice bas et absorbera par ce déplacement une portion plus importante de l'énergie transmise par l'onde séismique.

L'on constate également, en examinant la formule, que la force horizontale à laquelle l'édifice doit résister est fonction du poids, ce qui semble au désavantage des édifices en béton armé. Nous verrons cependant, que la résistance aux séismes n'implique pas un fardeau financier considérable pour un bâtiment bien conçu. De plus, il est à signaler que les édi-

<sup>1</sup> Page 222.

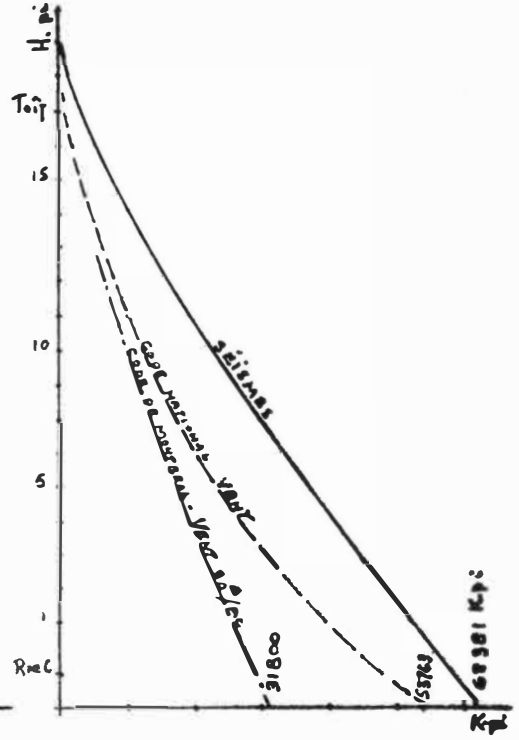


VENT	SEISME
20	
46	131
71	197
96	246
121	282
139	310
171	332
196	348
222	363
246	376
266	386
286	395
306	403
326	410
344	416
362	421
376	426
395	429
415	442



2a. FORCES HOR.  
CUMULÉES  
en Kips  
(1 Kip = 1000 lbs)

2b. COURBE DES EFFORTS  
DE CISAILLEMENT.



3. COURBE DES MOMENTS  
DE RENVERSEMENT.

fices très légers, bien que résistant aux efforts prescrits, subissent parfois des déformations tellement grandes que les dommages causés aux enduits, cloisons, fenêtres, etc . . . , y sont beaucoup plus considérables que pour des édifices plus lourds.

Le tableau 2a<sup>1</sup> indique les forces horizontales cumulées pour chaque étage de la résidence des étudiantes. Le diagramme 2b indique la courbe de ces forces cumulées produisant à la base un effort horizontal total de 442 Kips (1 Kip = 1,000 lbs). Ce diagramme indique que le vent ne produit qu'un cisaillement à la base de 415 Kips, inférieur à celui du séisme.

225

En plus de résister à chaque étage et à la base à ces efforts de cisaillement, l'édifice devra résister à la flexion et au renversement produits par ces forces horizontales.

Les courbes montrées aux diagrammes 3 indiquent l'intensité des moments de renversement à la base dus aux séismes et au vent. L'on voit que le moment du séisme y est de 62,381 Kips-pieds, alors que celui du vent dans l'axe le plus défavorable (Y — Y) est de 53,763 Kips-pieds.

### **Résistance des éléments**

La forme des éléments des murs avait été déterminée pour des raisons architecturales, les épaisseurs avaient également été fixées pour des raisons pratiques, soit facilité de pose de l'armature, facilité de la coulée et de la vibration du béton. L'analyse a montré que ces éléments étaient suffisamment résistants et ne nécessitaient pas d'être épaissis.

La distribution des efforts de cisaillement pour chaque élément se fait suivant le rapport de la surface de la section de l'élément considéré à la surface de la somme des éléments.

---

<sup>1</sup> Page 224.

226 Pour résister à la flexion, chaque élément agit comme une poutre verticale encastrée à la base. La distribution des moments se fait suivant le rapport du moment d'inertie de l'élément considéré à la somme des moments d'inertie des éléments. Ce calcul doit se faire suivant les deux axes X—X et Y—Y car les inerties ne sont pas les mêmes et les rapports des inerties diffèrent suivant l'axe considéré. Les planchers agissent comme des diaphragmes pour répartir les forces horizontales d'un élément à l'autre. Les planchers absorbent également une partie du moment de renversement par effet de cadre.

Le tableau 4<sup>1</sup> nous montre la répartition des moments à la base dans chaque élément suivant les axes X—X et Y—Y. Ce tableau nous indique que les murs d'extrémités absorbent la majorité des efforts alors que les murs brise-soleil travaillent peu.

Ce calcul doit être repris à différents niveaux afin de diminuer les armatures verticales des murs suivant la hauteur.

A partir du huitième étage, l'armature minimum requise par le Code pour résister aux effets de retrait du béton et de température, devenait suffisante pour résister aux séismes. Le fardeau dû aux séismes ne se fait donc sentir ici que pour les huit (8) premiers étages.

### **Torsion**

Lors du calcul de la résistance de chaque élément, il faut ajouter aux charges et aux moments à être pris par cet élément, un moment additionnel dû à la torsion de l'ensemble de l'édifice. Cette torsion provient du fait que le centre de gravité des masses au point d'application des forces du séisme ne correspond pas avec le centre de résistance des éléments au centre des inerties. Les moments dus à la torsion sont très

---

<sup>1</sup> Page 220.

importants. Pour certains éléments, ils atteignent les  $\frac{2}{3}$  du moment de renversement. (tableau 4).

**Conclusion**

Cet édifice, bien que modeste, est un des premiers édifices en béton armé calculé pour résister aux forces séismiques de zone 3. Le Code de Montréal n'exige pas encore la résistance aux tremblements de terre, mais il nous semble évident que pour un édifice d'une certaine hauteur, il faille en tenir compte, d'autant plus que le fardeau ainsi imposé n'est souvent pas grand.

227

Dans le cas de la résidence des étudiantes, les effets du vent, selon le Code de Montréal, étaient d'environ 50% des effets séismiques. Or, nous avons pu résister à ces derniers par l'addition d'environ 40 tonnes d'acier d'armature dans les murs des huit (8) premiers étages, ajoutant le fardeau supplémentaire imposé aux pieux. Nous obtenons un accroissement de coût d'environ \$10,000.00, soit 1% du coût de l'édifice. Il n'est pas dit que ce fardeau soit si léger dans tous les cas, mais, pour un édifice bien conçu, il ne devrait pas paraître excessif.



**III — La résistance de certains types de construction. Les principales causes de dommages,** par Robert E. David, ing.

Nous empruntons à M. Robert E. David, P. Eng., E.C.P.M.E.I.C. les notes suivantes qu'il a comprises dans son étude intitulée "*Earthquakes in Canada and their Effect on Buildings*". Il y résume les travaux d'un certain nombre d'ingénieurs, spécialisés dans cette discipline, sur la résistance plus ou moins grande aux mouvements séismiques que présentent des immeubles de constructions différentes. Voici les notes de M. David. Il les tire lui-même de "1960 World Conference proceedings", conférence qui a eu lieu à Tokio.



## A S S U R A N C E S

---

Several papers on proposed types of aseismic buildings gave the author basis for his views. Some buildings already erected seem to have passed the tests with high marks; some fared less well for reasons explained.

We will attempt to summarize the findings of the Research Engineers.

### a) *Soil*

228 Several earthquakes have proved that maximum damages can be expected on soft or loose ground soil (soft clay, etc.), whereas less damage occurred on monolithic hard rock foundations. This was proved in Wellington (1942) and in Mexico City (1957).

### b) *Type of Frame*

Structural steel frame structures, monolithic (welded or high strength bolt connections) with reinforced concrete slabs anchored on steel beams, fared very well during seisms. (43-storey Tower Latino Americana, Mexico City, 1957).

There is no knowledge of any collapse of a steel frame building in North America. They have performed better than have the reinforced concrete structures in cases where neither was designed to resist strong earthquakes. This is evidence that the greater ductility of steel makes it a more reliable material for tall structures. (See *Earthquake Experience in North America* by Steinbrugge and Bush, Vol. I, page 381 of the Proceedings). Most probably, steel frame buildings with composite construction floors would be the best and most economical type.

Reinforced Concrete Structures discussed by Steinbrugge and Bush in the paper noted above are divided into three categories:

The first, which includes shear walls, experienced little damage until the shear walls fractured.

Flexible monolithic construction experienced spectacular damage including several collapses in the 1957 Mexico City earthquake. This was probably due to poor design.

Precast concrete buildings require considerable strength at the joints. Some were damaged at Bakersfield in 1952 and Kern County in 1952.

### *Masonry Wall and Concrete Block Structures*

They are not designed to be earthquake-resistant, and have generally suffered severely. They can be reinforced by tie bars imbedded in the masonry, as suggested by the French Code provisions. Concrete blocks perform much better when cement mortar is used.

### *Wood Frame Structures*

Wood frame dwellings of one or two storeys generally performed well even when the workmanship was questionable, but some damage was suffered when wall sheathing was structurally weak, and in dwellings with excessive wall openings.

229

### c) *Building Layout*

Symmetrical buildings fare much better than L-shape buildings. This is due to torsional stresses which may inflict serious damages to the latter type.

To sum up we would point out that the monolithic type of building should be considered when planning the erection of any type of structure. The best possible materials should be used to insure adequate uniform distribution of lateral forces.

Voilà donc quelques indications sur la résistance de certains immeubles aux tremblements de terre. Comme le conseille M. David, on aurait intérêt à se référer aux travaux du congrès de Tokio en 1960, où sont consignées les recherches les plus récentes sur le sujet.

### **Les principales causes de dommage <sup>1</sup>**

Nous pensons utile de reproduire ici les causes principales des dommages causés par un tremblement de terre, telles qu'indiquées par MM. J. A. R. Johnston et W. P. Edwards lors de la conférence de Wellington de l'année dernière (Journal of New Zealand Institution of Engineers, Septembre 1961).

Par ordre d'importance:

1. Différences de rigidité entre les éléments de l'ossature.
2. Construction non aséismique.

---

<sup>1</sup> Extrait de "Tremblements de terre dans la province de Québec: leurs effets sur les bâtiments", par Robert E. David.

## A S S U R A N C E S

---

3. Dans le cas du béton armé: insuffisance de ronds de béton à la jonction poutre-colonne.
4. Chocs produits par les bâtisses adjacentes.
5. Dommages causés par des différences de tassements.
6. Résonance du premier harmonique du mouvement vibratoire du bâtiment avec celui du sol.
7. Panique des locataires et dommage non structural.
8. Coup de fouet sur les étages supérieurs.
9. Affaissement des fondations dû au séisme.
- 230 10. Moments renversants provoqués par la ruine des colonnes due aux efforts combinés de cisaillement, de flexion et axiaux.

Il y a lieu de remarquer que (8) et (10) sont responsables de graves dommages dans le cas de très hauts bâtiments. À Mexico en 1957, un nombre considérable des hauts bâtiments de 100 à 200 pieds de haut ont été sérieusement endommagés tandis que le gratte ciel "Latino American" (ossature d'acier) ne l'étaient point.