

# ADAPTATION DES EUROCODES STRUCTURAUX EN ALGÉRIE – ÉTUDE D'IMPACT

par S.M.K El Hassar, S. Sakhraoui et M. Souici

## RÉSUMÉ

*En matière de calcul des structures en Algérie, les règles actuelles fondées sur le calcul aux contraintes admissibles sont remplacées progressivement par les nouveaux règlements qui s'appuient sur les vérifications aux états limites. Ces nouveaux règlements, adaptations des Eurocodes, s'inscrivent dans une approche novatrice et plus précise que les règles actuelles. Dans le secteur de la construction où la nature commerciale de l'activité est primordiale, la question de l'impact qu'aura la nouvelle approche sur le coût des projets est incontournable. Des travaux menés sur des structures métalliques typiques montrent qu'en zone sismique moyenne l'appréhension d'un coût additionnel important apporté éventuellement par les nouveaux règlements n'est pas justifiée.*

## SUMMARY

*In Algeria, structural design rules based on elastic analysis and used up to now are being replaced by European codes adapted to the local context and modified to suit the national requirements. The new approach which is based on limit state design gives better results in term of accuracy. However, the financial impact that the new approach will have on the cost of construction projects is fundamental. In order to estimate and verify this parameter, works were done on typical steel structures in medium seismic zones. The results obtained show that the apprehension of an important additional cost induced by the new rules is not justified.*

---

**S.M.K. EL HASSAR** – Ingénieur Génie Civil, Docteur ENPC  
(Paris, 1992)

Chargé de Recherche au Centre National d'Études et de Recherches  
Intégrées du Bâtiment CNERIB, Algérie

**S. SAKHRAOUI** – Ingénieur Génie Civil, Ingénieur CHEC/CHEBAP  
(Paris, 1992)

Chargé de Recherche au Centre National d'Études et de Recherches  
Intégrées du Bâtiment CNERIB, Algérie

**M. SOUICI** – Ingénieur Génie Civil, Master of Sciences  
(University of Glasgow, 1988)

Chargé de Recherche au Centre National d'Études et de Recherches  
Intégrées du Bâtiment CNERIB, Algérie

---

## INTRODUCTION

La réglementation algérienne en matière de calcul des structures des ouvrages de génie civil connaît, à l'instar des pays européens, un changement important. Les règles actuelles de béton armé CCBA68 [1] et de charpente métallique CM66 [2], fondées sur le calcul aux contraintes admissibles, sont remplacées progressivement par les nouveaux règlements CBA93 [3] et CCM97 [4]. Ces derniers qui reposent sur le calcul aux états limites correspondent respectivement aux règles BAEL91 [5] et à l'Eurocode 3 « Calcul des Structures en Acier » accompagné du document français d'application national [6]. Les règles CCM97 font également référence à la partie 1 de l'Eurocode 1 « Bases de calcul et Actions sur les Structures » [7].

Les règles CCM97 ne diffèrent de l'Eurocode 3 que par l'éventail des méthodes d'analyse proposées. En effet, les règles CCM97 ne traitent que de l'analyse globale élastique, l'analyse globale plastique n'étant citée que pour information [4].

Les règles CBA93 et CCM97 sont accompagnées de la nouvelle réglementation parasismique RPA99 [8] (en remplacement du RPA88 [9]), et des nouvelles règles neige et vent RNV99 [10] (qui remplacent les règles NV65 [11]). Les règles RNV99 sont basées sur les mêmes principes que ceux figurant dans la partie 2.4 de l'Eurocode 1 [12].

Parmi les problèmes posés par les professionnels, celui de l'impact économique qu'aura la nouvelle approche sur la consommation des matériaux de construction (et donc sur le coût des ouvrages) revient souvent. Le cas des profilés à chaud est significatif car importé en totalité.

Cette question a poussé le centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment (CNERIB, Algérie) à engager une réflexion qui vise à mesurer l'impact économique de l'application des nouveaux règlements sur les projets de bâtiments.

Pour apprécier cet impact, la démarche choisie consiste à comparer le dimensionnement obtenu pour des ossatures de constructions typiques en utilisant d'une part l'approche actuelle [1, 2, 9, 11], et d'autre part les nouveaux règlements [3 à 8, 10, 12].

Deux types d'ossature sont concernés : les structures métalliques et les structures en béton armé.

Cet article présente les principales conclusions relatives à l'impact de l'application des nouvelles règles sur un bâtiment de grande hauteur en structure métallique implanté en zone sismique moyenne.

## NOTATIONS

### Combinaisons d'actions [8, 9, 10, 12]

$E$	Action sismique
$G$	Charges permanentes
$Q$	Surcharges d'exploitation, action caractéristique de base ou d'accompagnement
$S_n$	Action de la neige
$W$	Action du vent
$\psi_0$	Coefficient de combinaison

### Règlements parasismiques [8, 9]

$A$	Coefficient d'accélération de zone
$B$	Facteur de comportement de la structure
$D$	Facteur d'amplification dynamique moyen
$Q$	Facteur de qualité du système de contreventement
$R$	Facteur de comportement de la structure
$V$	Force latérale totale
$W$	Charge prise en compte pour le calcul sismique

### Action du vent [10, 11]

$C_r$	Coefficient de rugosité
$K_T$	Facteur de terrain
$V_{ref}$	Vitesse de référence
$V_n$	Vitesse nominale
$z$	Hauteur de calcul
$z_0$	Paramètre de rugosité
$z_{min}$	Hauteur minimale

### Règles CM66 [2]

$k_d$	Coefficient de déversement
$k_f$	Coefficient d'amplification des contraintes de flexion
$k_1$	Coefficient de flambement
$\sigma$	Contrainte pondérée en compression simple
$\sigma_f$	Contrainte pondérée de flexion simple
$\sigma_e$	Limite d'élasticité
$\sigma_1, \sigma_2$	Contrainte de calcul

### Eurocode 3 [4, 6]

$A$	Aire
$H$	Réaction horizontale totale
$M$	Moment
$V$	Réaction verticale totale
$W$	Module de section
$f_y$	Limite d'élasticité
$h$	Hauteur
$\alpha$	Coefficient
$\beta$	Coefficient
$\delta$	Flèche
$\gamma$	Coefficient partiel de sécurité
$\chi$	Coefficient de réduction

## 1. – OSSATURE ÉTUDIÉE

Un des aspects de ce travail concerne le choix des structures typiques des projets de bâtiments. Les ossatures représentatives étant définies, il reste à réaliser une étude paramétrique tenant compte principalement de la zone sismique dans laquelle est implantée le projet, de la zone de vent, de la nature du terrain, de la hauteur de l'ouvrage, de la nature des planchers et de l'enveloppe. Une des ossatures typiques étudiées est illustrée dans la figure 1.

Il s'agit d'un bâtiment à usage administratif de huit étages implanté en zone sismique II (sismicité moyenne [8, 9]) Le bâtiment est supposé être fondé sur un sol constitué de dépôts de sable et de graviers denses, ce qui correspond à une vitesse de traversée des ondes de cisaillement de l'ordre de 500 m/s [8, 9]. Ce bâtiment peut être classé comme un bâtiment élevé, sa hauteur étant bien supérieure à la moyenne nationale (de 12 mètres environ).

L'implantation du bâtiment dans les zones de vent est différente selon les règles utilisées :

- concernant les règles actuelles, une seule zone de vent est considérée; en effet, les règles NV65 sont appliquées en prenant comme vitesse nominale une valeur unique de 34 m/s pour l'ensemble du territoire national;
- les règles RNV99 [10, 12] introduisent un zonage de vent. Les zones de vent ont été définies à partir d'une analyse statistique des vitesses de vent relevées au niveau des différentes stations des services de la météorologie. Des valeurs de référence de la vitesse de vent correspondant à une période de retour de cinquante (50) ans ont été déterminées pour chaque station, ce qui a permis de tracer une carte de lignes d'iso vitesses. La taille de l'échantillon utilisée pour l'étude statistique étant de vingt (20) années, les valeurs de référence de la vitesse de vent sont des valeurs extrapolées. Trois zones de vent ont été retenues et correspondent à des vitesses de référence égales à 25 m/s pour la zone I, 28 m/s pour la zone II et 31 m/s pour la zone III.

La zone de vent III ( $V_{ref} = 31$  m/s) n'est pas envisagée dans le cadre de cette étude, la plupart des communes affectées à cette zone étant implantées en zone de faible sismicité; le bâtiment est donc supposé être :

- en zone de vent II ( $V_{ref}$  égale à 28 m/s) dans un terrain dégagé (terrain de catégorie II),
- en zone de vent II ( $V_{ref}$  égale à 28 m/s) en banlieue (terrain de catégorie III),
- en zone de vent I ( $V_{ref}$  égale à 25 m/s) en banlieue (terrain de catégorie III).

Ces zones d'implantation correspondent à une part importante des zones urbaines, suburbaines et industrielles.

L'enveloppe extérieure est constituée de parois doubles réalisées en briques creuses de terre cuite enduites. Le cloisonnement intérieur est réalisé en parois simples de briques creuses. Les planchers sont des dalles en béton armé reposant sur des bacs en acier (plancher collaborant). L'ossature est constituée de produits laminés à chaud de nuance E24 de type IPE pour les poutres, et de type HEA ou HEB pour les poteaux.

## 2. – ACTIONS SISMQUES

Les combinaisons introduisant l'action sismique sont :

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0,8 G + E \quad (2)$$

$$G + Q + 1,2 E \quad (3)$$

avec  $G$  qui désigne les charges permanentes,  $Q$  les surcharges d'exploitation et  $E$  l'action sismique.

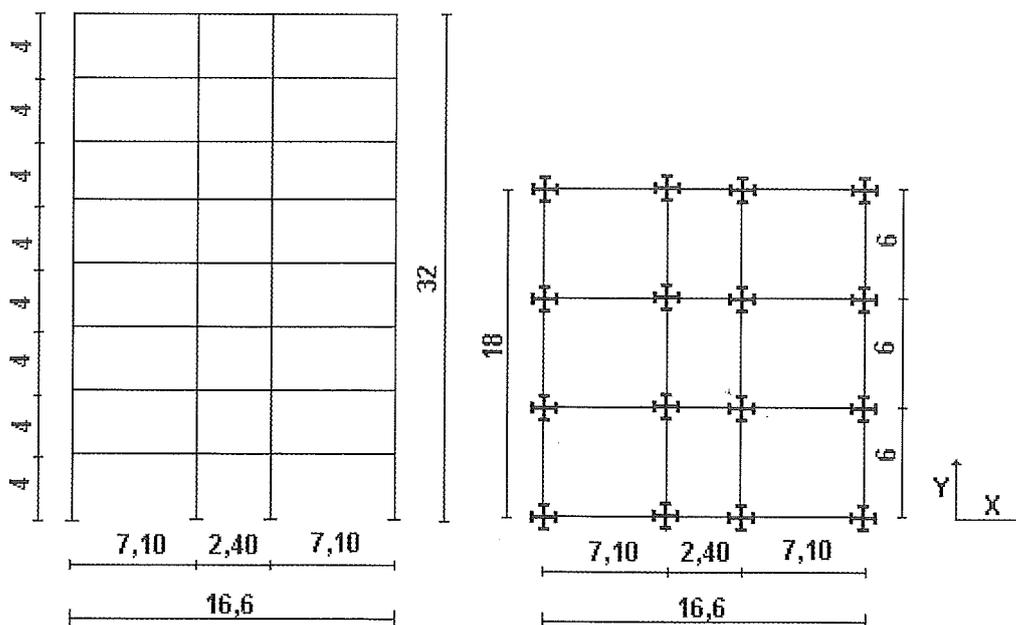


Fig. 1 – Ossature étudiée

**TABLEAU 1**  
Charges permanentes et surcharges d'exploitation

	Charges permanentes (kg/m <sup>2</sup> )	Surcharges d'exploitation (kg/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	625	100
Planchers intermédiaires	619	250
Murs extérieurs	236	–

L'action sismique est calculée en utilisant la méthode statique équivalente. Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives. L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure une bonne ductilité, et une capacité à dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures [8, 9].

L'action sismique est représentée par la force totale  $V$  :

$$V = A \times D \times B \times Q \times W \quad \text{RPA88 [9]} \quad (4)$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 [8]} \quad (5)$$

où :

- $A$  désigne le coefficient d'accélération de zone ; il prend en compte le groupe d'usage de la construction et la zone sismique dans laquelle elle est implantée ;
- $D$  désigne le facteur d'amplification dynamique moyen ; il prend en compte la classification des sols, la période fondamentale de vibration de la structure et le facteur de correction d'amortissement ;
- $B$  et  $R$  désignent le facteur de comportement de la structure ; ils dépendent du type de structure et du système de contreventement ;
- $Q$  désigne le facteur de qualité du système de contreventement ;
- $W$  désigne la charge prise en compte pour le calcul sismique ; il s'agit de l'ensemble des charges permanentes auxquelles il y a lieu de rajouter 20 % des surcharges d'exploitation.

Les valeurs des différents coefficients réglementaires parasismiques (cf. formules 4 et 5) sont données dans le tableau 2.

**TABLEAU 2**  
Valeurs des actions sismiques

Coefficient	RPA88 [9]	Coefficient	RPA99 [8]
$A$	0,15	$A$	0,15
$D$	1,130	$D$	1,712
$B$	0,2	$R$	6
$Q$	1,15	$Q$	1,15
$W$ (kg)	2230240	$W$ (kg)	2230240
$V$ (daN)	86950	$V$ (daN)	109770

Les nouvelles règles parasismiques induisent des actions supérieures à celles obtenues avec l'ancien règlement (cf. fig. 2). Cette majoration, de l'ordre de 26 %, a pour origine le facteur d'amplification dynamique moyen  $D$ . Pour le calcul de ce coefficient, les règles RPA88 considèrent implicitement un facteur d'amortissement de 10 %. Dans les nouvelles règles, le facteur d'amortissement est donné en fonction du type de structure et de l'importance des remplissages. Dans le cas de notre bâtiment, les règles RPA99 préconisent de prendre un facteur d'amortissement égal à 5 %, ce qui explique l'amplification dynamique plus importante.

### 3. – ACTIONS CLIMATIQUES

Les règles NV65 définissent deux actions du vent, l'une normale, l'autre extrême. Habituellement, l'action normale du vent est multipliée par 1,5 pour le calcul des sollicitations utilisées dans les vérifications de résistance (cf. formule 6). L'action extrême est utilisée sans majoration pour une vérification complémentaire de résistance (cf. formule 8). La vérification de la résistance consiste en général à examiner les combinaisons suivantes :

$$4/3 G + 3/2 [Q + S_{n,n} + W_n] \quad (6)$$

$$4/3 G + 3/2 [Q + S_{n,n}] \quad (7)$$

$$G + Q + S_{n,e} + W_e \quad (8)$$

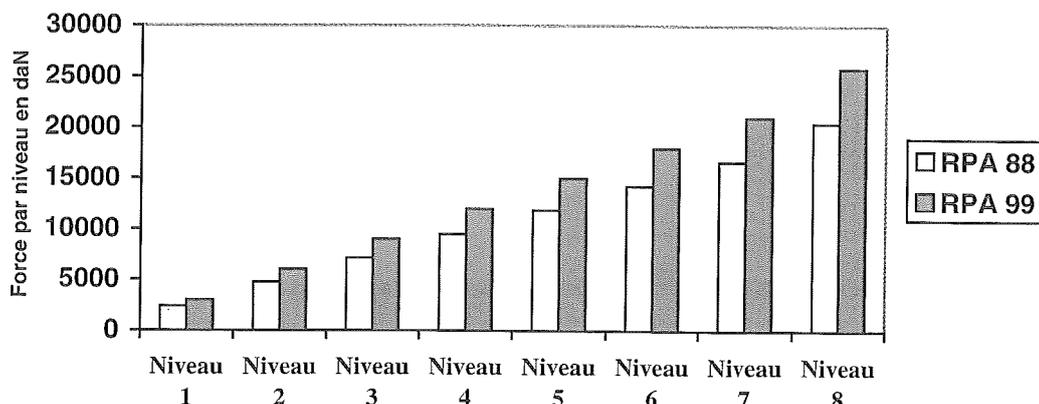


Fig. 2 – Forces sismiques par niveau

où  $G$  désigne les charges permanentes,  $Q$  les surcharges d'exploitation,  $Sn_{r,n}$  les surcharges normales de neige réduites de moitié,  $Sn_{r,e}$  les surcharges extrêmes de neige réduites de moitié,  $W_n$  les surcharges normales de vent et  $W_e$  les surcharges extrêmes de vent.

Les règles RNV99 définissent une seule action du vent, l'action caractéristique. Cette action est utilisée dans le cadre de la vérification aux états limites :

- à l'état limite ultime, on vérifie la résistance des sections, des éléments et des assemblages, ainsi que la stabilité globale de l'ouvrage; la combinaison fondamentale est :

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q_1 + 1,5 \times \sum_{i>1} (\Psi_{0i} \times Q_i) \quad (9)$$

- à l'état limite de service, on vérifie les flèches en utilisant les combinaisons de type :

$$G + Q_1 + \sum_{i>1} (\Psi_{0i} \times Q_i) \quad (10)$$

où  $G$  désigne une charge permanente,  $Q_1$  l'action variable de base, et  $Q_i$  les actions caractéristiques d'accompagnement pondérées par un coefficient  $\Psi_0$  dit de combinaison défini dans les règlements [4, 10]. Pour la structure étudiée, l'action variable de base est prise égale soit aux surcharges d'exploitation, soit égale à l'action du vent. Les surcharges de neige sont prises comme actions d'accompagnement.

Les pressions du vent calculées pour les parois verticales perpendiculaires à la direction du vent sont illustrées sur la figure 3.

Pour le bâtiment en site dégagé en zone de vent II, l'action du vent des nouvelles règles est plus sévère, en moyenne de 30 %, que celle induite par les règles NV65. La majoration est due à la catégorie de terrain, c'est-à-dire à la rugosité du sol qui joue un rôle défavorable dans ce cas de figure.

Pour le bâtiment implanté en banlieue en zone de vent II, l'action du vent induite par les règles RNV99 est en moyenne supérieure de 8 % à celle obtenue à partir des règles NV65.

En zone de vent I ( $V_{ref} = 25$  m/s), l'action du vent induite par les règles RNV99 est en moyenne inférieure de 13 % à celle induite par les règles NV65. La rugosité du sol joue un rôle favorable dans ce cas de figure.

La rugosité du sol est introduite dans le calcul du coefficient d'exposition [10, 11] qui permet de passer de la pression dyna-

mique de référence à la pression dynamique de calcul. Le coefficient qui traduit l'influence de la rugosité dans les règles RNV99, noté  $C_r(z)$ , est défini par la loi logarithmique népérienne :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times Ln \left( \frac{z}{z_0} \right) & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times Ln \left( \frac{z_{min}}{z_0} \right) & \text{pour } z < z_{min} \end{cases} \quad (11)$$

où  $K_T$  est le facteur de terrain,  $z_0$  est le paramètre de rugosité,  $z_{min}$  est la hauteur minimale et  $z$  est la hauteur de calcul. Les trois paramètres  $K_T$ ,  $z_0$  et  $z_{min}$  sont donnés en fonction de la catégorie de terrain [10]. Par exemple à une hauteur égale 10 mètres, en terrain dégagé  $C_r = 1$  alors qu'en terrain protégé  $C_r = 0,77$ , soit une diminution de 23 %, ce qui correspond à la diminution de la pression du vent lorsque qu'on passe du terrain dégagé au terrain protégé en zone de vent II.

#### 4. - PRÉLIMINAIRES AU CALCUL

En zone sismique, il faut faire en sorte que les propriétés de l'acier, notamment sa ductilité et sa capacité à dissiper l'énergie vibratoire, soient conservées pour les éléments de structure et pour la structure dans son ensemble [13]. En effet, ce n'est pas parce que le matériau de base possède une bonne ductilité qu'un élément de structure admettra de grandes déformations inélastiques sans perte de résistance ou de rigidité (concept de rotule plastique). Ce concept est pris en compte dans les Eurocodes à travers certaines conditions relatives à la minceur des parois (classes des sections [4, 6]).

Classiquement, il y a deux types d'ossatures métalliques : les ossatures de type portique avec des assemblages rigides capables de résister aux efforts développés lors de la formation des rotules plastiques, et les ossatures contreventées où la résistance aux actions horizontales est assurée par la présence de palées de stabilité.

Les règles RPA99 pénalisent les ossatures contreventées à travers le coefficient de comportement global  $R$  [8]. Ce coefficient est égal à 6 pour des ossatures portiques ductiles ;  $R$  [8]

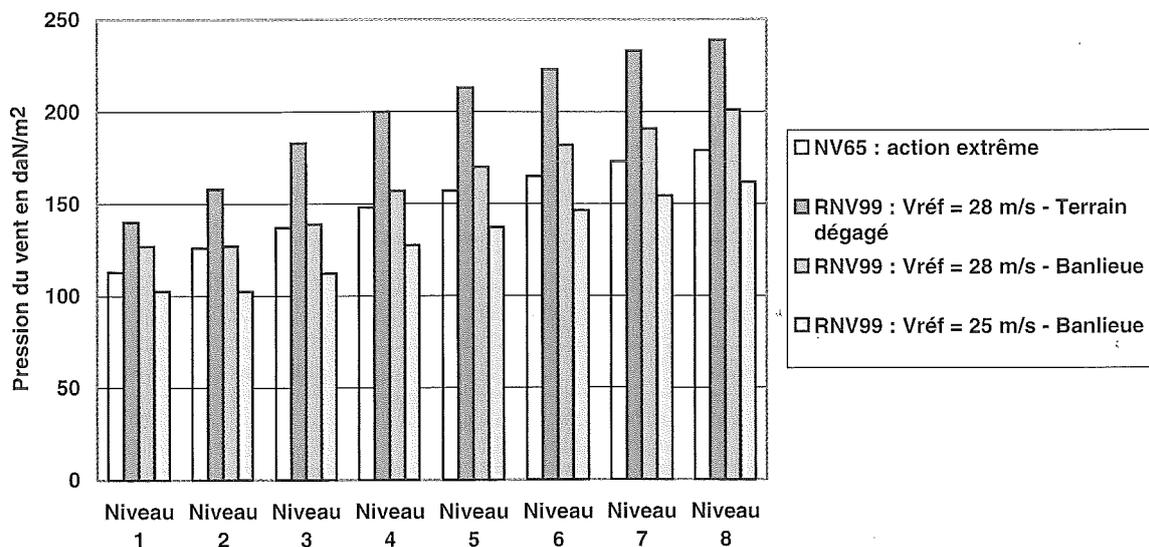


Fig. 3 - Action extrême du vent [11] et action caractéristique du vent  $\times 1,5$  [10]

est pris égal à 4 pour des ossatures contreventées en  $X$ ;  $R$  [8] est égal à 3 pour une ossature contreventée en  $V$  (plus  $R$  est faible, plus la force sismique totale est importante, cf. formule 5).

La raison en est que pour ce type d'ossature, on constate un comportement médiocre des diagonales vis-à-vis des cycles de traction-compression alternés [13] (dégradation des boucles d'hystérésis). Après plusieurs cycles, on observe une détérioration notable de la résistance en compression.

Concernant les ossatures portiques, on admet que si la ductilité de chaque élément de structure est assurée (section de classe 1 [4, 6]), le bon comportement ductile de l'ossature sous l'action des charges horizontales est assuré.

Pour toutes les raisons évoquées ci-dessus, l'ossature portique a été adoptée dans le cadre de ce travail.

Que ce soit pour le séisme ou pour le vent, les actions horizontales sont du même ordre de grandeur pour les deux directions principales compte tenu de la symétrie de notre structure. Le calcul est donc conduit pour une direction des actions horizontales.

Les planchers (diaphragmes) sont considérés rigides et indéformables dans leur plan. Ils transmettent les actions horizontales (vent, séisme) aux éléments de structure. La dalle du plancher est rigidement liée aux éléments d'ossature et empêche le déversement des poutres de se produire.

Le calcul est optimisé pour quatre groupes de sections : les poutres, les poteaux des niveaux 1 et 2, les poteaux des niveaux 3 à 5 et les poteaux des niveaux 6 à 8. On dimensionne pour chacun de ces groupes l'élément de structure le plus sollicité. On adopte ensuite la même section pour tous les éléments du même groupe.

## 5. – CALCUL SELON LES RÈGLES CM66

### 5.1. – Vérification à la résistance

Les éléments de structure sont vérifiés par :

$$\sigma_1 = \sigma k_{1z} + \sigma_f k_{1y} + \sigma_f k_d k_{fy} \leq \sigma_e \quad (12)$$

$$\sigma_2 = \sigma k_{1y} + \sigma_f k_{1z} + \sigma_f k_d k_{fy} \leq \sigma_e \quad (13)$$

où  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  représentent les contraintes de calcul,  $\sigma$  la contrainte pondérée en compression simple,  $\sigma_f$  la contrainte pondérée de flexion simple,  $k_d$  est le coefficient de déversement,  $k_1$  est le coefficient de flambement,  $k_f$  est le coefficient d'amplification des contraintes de flexion,  $y$  désigne l'axe de la section transversale parallèle aux semelles,  $z$  désigne l'axe de la section transversale perpendiculaire aux semelles.

Les résultats des vérifications pour les poteaux sont portés dans le tableau 3.

### 5.2. – Vérification des flèches horizontales

Concernant les déplacements relatifs  $\delta$ , les règles RPA88 proposent la limite suivante :

$$\delta/(2 \times B) \leq 0,0075 \times h \quad (14)$$

où  $B$  (cf. tableau 2) est le facteur de comportement de la structure,  $h$  est la hauteur d'étage.

$\delta_{max} = 11,27$  mm. La formule 14 devient :

$$11,27/(2 \times 0,2) = 28,17 \text{ mm} < 0,0075 \times 4000 = 30 \text{ mm}$$

La condition est donc vérifiée.

### 5.3. – Vérification des flèches verticales

La limite concernant les flèches verticales en général adoptée est égale à la portée de la poutre divisée par 200.

Les poutres sont des IPE 500. Sur la base des charges et surcharges sans application des coefficients de pondération, la flèche maximale des poutres est égale à 15 mm (poutre de 7,10 m);  $710/200 = 35,5$  mm, la condition est donc vérifiée.

Pour les poutres de 2,40 m, la flèche maximale est de 11,6 mm soit légèrement inférieure à la limite admissible ( $240/200 = 12$  mm).

## 6. – CALCUL SELON L'EUROCODE 3

### 6.1. – Calcul aux états limites ultimes

Une analyse globale élastique est considérée pour le calcul des sollicitations.

Afin de classer notre ossature (souple ou rigide), le critère

$\text{Max} \left[ \frac{\delta}{h} \times \frac{V}{H} \right]$  où  $\delta$  est le déplacement horizontal à la partie

supérieure de l'étage par rapport à sa partie inférieure,  $h$  est la hauteur d'étage,  $H$  et  $V$  sont respectivement la réaction horizontale et la réaction verticale à la partie inférieure de l'étage, a

été calculé. Dans notre cas,  $\text{Max} \left[ \frac{\delta}{h} \times \frac{V}{H} \right] = 0,08 < 0,1$ .

L'ossature étudiée peut donc être considérée comme rigide, ce qui autorise à négliger les sollicitations additionnelles engendrées par la prise en compte des déplacements horizontaux des nœuds.

TABLEAU 3

Vérifications pour les poteaux (CM66 [2])

	Actions sismiques		Actions climatiques	
	Profilé	Max. $(\sigma_1; \sigma_2)/\sigma_e$ (cf. formules 12, 13)	Profilé	Max. $(\sigma_1; \sigma_2)/\sigma_e$ (cf. formules 12, 13)
Niveaux 1 et 2	HEA 450	0,927	HEA 500	0,904
Niveaux 3 à 5	HEA 340	0,980	HEA 400	0,888
Niveaux 6 à 8	HEA 300	0,869	HEA 280	0,913

Les combinaisons d'actions faisant intervenir des charges horizontales significatives, les effets des imperfections globales d'ossature ont été négligés.

Les sections garantissant la mobilisation de la résistance plastique, soit des sections de classe I, ont été privilégiées dans le cadre de cette étude. Ces sections autorisent également la formation de rotules plastiques et leur rotation. Le choix de cette classe de section s'impose tout naturellement en zone sismique [13].

La résistance des sections transversales a été vérifiée à travers le critère suivant :

$$\left[ \frac{M_{y, Sd}}{M_{Ny, Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z, Sd}}{M_{Nz, Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (15)$$

où  $M_{Sd}$  est la valeur de calcul du moment,  $M_{N, Rd}$  est le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial,  $\alpha$  et  $\beta$  étant des coefficients donnés par les règlements [4, 6].

Les poteaux ont été vérifiés en considérant le déversement comme un mode potentiel de ruine. L'effort tranchant ne dépassant pas la moitié de sa résistance plastique, son effet a été négligé. Pour les vérifications, l'expression suivante a été utilisée :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{Lt} M_{y, Sd}}{\chi_{LT} W_{ply} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z, Sd}}{W_{plz} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (16)$$

où  $\chi$  est un coefficient de réduction,  $k$  est un coefficient d'amplification,  $A$  est l'aire de la section,  $f_y$  est la limite d'élasticité de l'acier,  $\gamma_M$  est un coefficient partiel de sécurité,  $W_{pl}$  est le module plastique de la section, l'indice  $LT$  désigne le déversement.

Les résultats des vérifications pour les poteaux sont portés dans le tableau 4.

## 6.2. – Calcul aux états limites de service (actions climatiques)

La limite concernant les flèches verticales en général adoptée est égale à la portée de la poutre divisée par 250 [4, 6].

Les poutres sont des IPE 500. La flèche verticale maximale est de 1,26 cm (poutre de 7,10 m) inférieure à 710/250 soit 2,84 cm. Pour les poutres de 2,40 m, la flèche maximale est de 9,72 mm soit légèrement supérieure à la limite admissible (240/250 = 9,6 mm).

La flèche horizontale en tête des poteaux pour la structure dans son ensemble est de 36,65 mm inférieure à 3200/420 [4, 6], soit 76,2 mm. Le déplacement horizontal relatif maximal est de 6,62 mm inférieur à 400/250 [4, 6], soit 16 mm.

## 6.3. – Déplacements selon les RPA 99

Le déplacement horizontal relatif maximal calculé est de 11,98 mm. Ce résultat a été obtenu en ne faisant pas participer la maçonnerie à la rigidité.

Selon les règles RPA99, le déplacement relatif doit être multiplié par le facteur de comportement  $R$  (égal à 6), le résultat devant être inférieur à une fraction de la hauteur d'étage. La valeur proposée dans les règles RPA99, non obligatoire, est de 1 % fois la hauteur d'étage soit 40 mm pour le cas étudié. Cette valeur qui semble sévère vise implicitement les ossatures en béton armé dont le comportement ductile n'est pas exemplaire.

Pour les ossatures métalliques plus ductiles, de plus grands déplacements relatifs sont tolérés : la valeur de 2 % fois la hauteur d'étage est admise en général.

$$6 \times 11,98 = 71,88 \text{ mm} < 0,02 \times 4000 = 80 \text{ mm.}$$

Des calculs simplifiés ont été menés faisant participer la maçonnerie à la rigidité de la structure à travers la prise en compte de bielles fictives. Pour une largeur de bielles de 20 cm

TABLEAU 4

Vérifications pour les poteaux (Eurocode 3 [4, 6])

	Actions sismiques		Actions climatiques – $V_{ref} = 28$ m/s Terrain dégagé	
	Profilé	Formule 16	Profilé	Formule 16
Niveaux 1 et 2	HEB 500	0,873	HEB 500	0,924
Niveaux 3 à 5	HEA 400	0,862	HEA 400	0,864
Niveaux 6 à 8	HEA 300	0,929	HEA 300	0,893
	Actions climatiques – $V_{ref} = 28$ m/s Banlieue		Actions climatiques – $V_{ref} = 25$ m/s Banlieue	
	Profilé	Formule 16	Profilé	Formule 16
Niveaux 1 et 2	HEB 500	0,892	HEA 500	0,99
Niveaux 3 à 5	HEA 400	0,865	HEA 400	0,799
Niveaux 6 à 8	HEA 280	0,987	HEA 280	0,905

et une épaisseur de la maçonnerie prise égale à 10 cm, les déplacements relatifs inter-étages calculés diminuent fortement. En considérant un module d'élasticité de la maçonnerie égal à 5 000 MPa, on obtient un déplacement relatif maximal égal à 5,3 mm. Le produit de cette valeur par le facteur de comportement (égal à 6) respecte le critère proposé par les règles RPA99 :  $6 \times 5,3 = 31,8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ .

### 7. – MASSE D'ACIER CONSOMMÉE

Pour traduire l'impact de l'application des nouvelles règles, le critère retenu est la masse d'acier nécessaire pour la structure. En effet pour un devis estimatif, le prix d'une ossature métallique est calculé directement en fonction de la masse d'acier : la valeur de 70 dinars algériens le kilogramme d'acier, montage compris, est usuelle ( $70 \text{ DA} \approx 1 \text{ dollar US}$ ).

Afin de mesurer l'impact des seules méthodes de calcul, CM66 et Eurocode 3, la masse d'acier de la structure a été déterminée pour un même chargement : les règles RPA88 (cf. tableau 5). On obtient les deux cas de figure suivants :

- chargement de la structure selon les RPA88, calcul des éléments de structure selon les CM66,
- chargement de la structure selon les RPA88, calcul des éléments de structure selon l'Eurocode 3.

Les résultats du tableau 5 mettent en évidence que pour un même chargement, les nouvelles règles de calcul et les règles CM66 aboutissent à un résultat équivalent. Avec les règles CM66, la masse de la structure est égale à 211,75 tonnes; en utilisant l'Eurocode 3 la masse de la structure est égale à 212,44 tonnes (augmentation de 0,3 %).

TABLEAU 5  
Comparaison CM66 – Eurocode 3

	Actions sismiques RPA88 [9]	
	CM66 [2]	Eurocode 3 [6]
Niveaux 1 et 2	HEA 450	HEA 500
Niveaux 3 à 5	HEA 340	HEA 360
Niveaux 6 à 8	HEA 300	HEA 280
Poutres	IPE 500	IPE 500

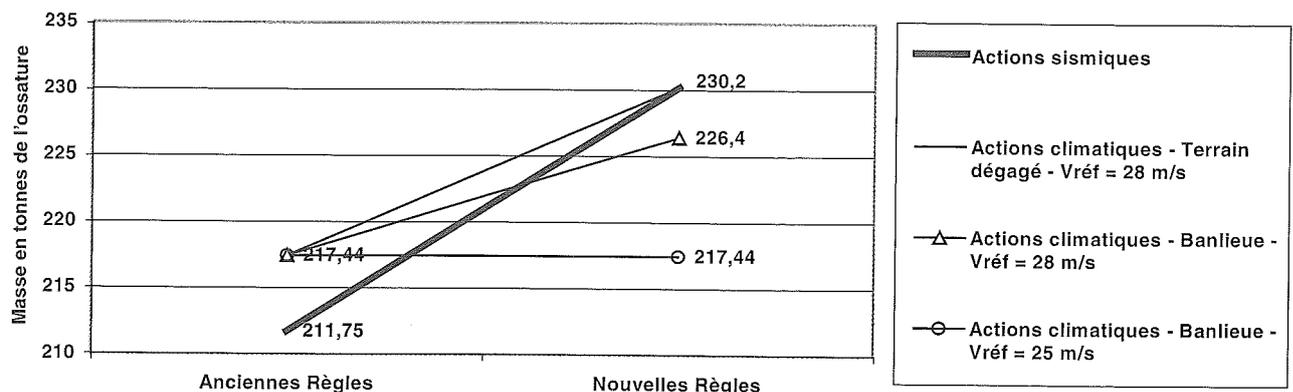


Fig. 4 – Évolution de la masse de l'ossature

La figure 4 illustre l'évolution de la masse d'acier de l'ossature exprimée en tonnes lorsqu'on passe de l'approche actuelle à la nouvelle approche. On constate une majoration de près de 5,5 % de la masse d'acier nécessaire pour la structure étudiée.

La figure 4 montre également, concernant les nouvelles règles, qu'en terrain protégé ce sont les combinaisons d'actions sismiques qui sont prépondérantes. Ce constat peut ne plus être vrai lorsque le facteur d'amortissement de la structure est important. En terrain dégagé, les combinaisons d'actions climatiques sont prépondérantes. Ces remarques devraient inciter les ingénieurs en bureaux d'études à prendre en compte systématiquement les combinaisons d'actions climatiques (démarche peu courante actuellement).

### 8. – CONCLUSION

Si l'on traduit l'impact de l'application des nouvelles règles à travers la masse d'acier de la structure, on constate une majoration de 5,5 % pour des bâtiments de grande hauteur en zone sismique moyenne. Cette valeur fournit un ordre de grandeur pouvant être admis comme une référence pour des bâtiments élevés à ossature métallique implantés en zone sismique moyenne. Ce résultat, en première approximation, peut être étendu aux structures métalliques de plus faible hauteur (moins de 30 mètres) compte tenu de la forte corrélation qui existe entre la hauteur de la construction et les paramètres de calcul des actions (maître-couple pour le calcul de l'action du vent, masse de l'ouvrage pour le calcul sismique).

Cette majoration de 5,5 % est due principalement au calcul des actions. En effet, les actions déterminées avec le nouveau règlement parasismique sont nettement plus défavorables. Le nouveau règlement parasismique introduit aussi une limitation des déplacements inter étages a priori sévère. De plus, les nouvelles règles pour le calcul de l'action du vent semblent plus sévères notamment en terrain dégagé.

L'impact de l'application des nouvelles règles, traduit à travers l'augmentation de la masse d'acier, n'est pas significatif en soi pour remettre en cause l'application des nouvelles règles. Il est en effet incontestable que les nouveaux règlements, basés sur les connaissances les plus récentes, permettent une approche plus précise des phénomènes liés au calcul des structures. On peut citer la prise en compte de manière plus réaliste des actions (vent, séisme), la possibilité de mener plusieurs types d'analyse (plastique, élastique, analyse du 1<sup>er</sup> ordre ou du second ordre), la prise en compte des imperfections, etc.

Les nouvelles règles sont actuellement en phase d'application expérimentale pour une durée de deux ans (durée pouvant être prolongée). Une meilleure connaissance de l'impact concernant l'application des nouvelles règles devrait permettre des adaptations complémentaires.

### 9. – RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Groupe de coordination des textes techniques – *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé CCBA 68* – DTU, Eyrolles, Paris (France), janvier 1975.
- [2] ITBTP, CTICM – *Règles de calcul des constructions en acier, Règles CM 66* – DTU, Eyrolles, Paris, 1982.
- [3] Commission Technique Permanente – *DTR BC 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93* – Document technique réglementaire, CGS, Alger, 1994.
- [4] Commission Technique Permanente – *DTR B.C-2.44, Règles de conception et de calcul des structures en acier CCM 97* – Document technique réglementaire, CGS, Alger, juin 1997.
- [5] Groupe de coordination des textes techniques – *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites* – CSTB, Paris (France), mars 1992.
- [6] AFNOR – *Eurocode 3, Calcul des structures en acier et Document d'Application National – ENV 1993-1-1 – NF P 22-311*, Paris (France), décembre 1992.
- [7] AFNOR – *Eurocode 1, Bases de calcul et Actions sur les structures, Partie I Bases de calculs* – Document d'Application National ENV 1991-1, NF P 06-101, Paris (France), avril 1996.
- [8] Commission Technique Permanente – *Règles parasismiques algériennes DTR B-C 2-48, RPA 99* – Document Technique Réglementaire, CGS, Alger, 1999.
- [9] Commission Technique Permanente – *Règles parasismiques algériennes DTR B-C 2-48, RPA 88* – Document Technique Réglementaire, CGS, Alger, 1988.
- [10] Commission Technique Permanente – *Règlement Neige et Vent DTR C 2-47* – Document Technique Réglementaire, CNERIB, Alger, 1999.
- [11] Groupe de coordination des textes techniques – *Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions, Règles N.V. 65 et annexes* – DTU, Eyrolles, Paris (France), janvier 1978.
- [12] Comité Européen de Normalisation - *Eurocode 1, Base de calcul et actions sur les structures, Partie 2.4, Actions sur les structures, actions du vent* – Prénorme ENV 1991 2-4, Bruxelles (Belgique), mai 1995.
- [13] **Aribert J. M. et Brozetti J.** – *Comportement et concepts de dimensionnement des constructions métalliques en zone sismique* – Génie Parasismique, Livre, Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 1985.