

وزارة التربية الوطنية
MINISTRE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Genie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة الفنون
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Analyse des déplacements
sous
charges sismiques
des
Portiques Métalliques Autoportés*

Proposé par :

M^r LEFKI

Etudié par :

M^r FLICI Samir

M^r GADOUM Samir

Dirigé par

M^r LEFKI

PROMOTION

Juillet 1993

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Genie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Analyse des déplacements
sous
charges sismiques
des
Portiques Métalliques Autoportés*

Proposé par :

M^r LEFKI

Etudié par :

M^r FLICI Samir

M^r GADOUM Samir

Dirigé par

M^r LEFKI

PROMOTION

Juillet 1993



DEDICACES

A ma très chère mère .
A mon père .
A toute ma famille .
A la mémoire de ma tante .
A tous ceux que j'aime .

Je dédie ce mémoire

F. SAMIR

A mes très chers parents .
A toute ma famille .
A ma soeur Nacéra .
A ma grand-mère
Et à tous mes amis .

G. SAMIR

" A tous les martyrs de ce monde , qui ont donné leur temps , leur vie et leur savoir pour qu'un jour la lumière d'Allah brille sur l'humanité "

Samir et Samir

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr LEFKI pour son orientation, ses remarques et sa contribution à l'aboutissement de ce modeste travail.

Nos sincères remerciements vont aussi à :

- tous les enseignants ayant contribué à notre formation.
- tous nos amis pour leur présence dans les moments les plus difficiles.
- aux effectifs de la bibliothèque et de la salle périodique pour leur dévouement et leur soutien, ainsi qu'à Mr YAHY du centre de calcul.

Nous tenons surtout à remercier nos parents pour leurs sacrifices et leur dévouement à notre cause durant toutes ces années.

Subject : " Seismic drift control analysis for steel
moment resisting frames "

Abstract : Often, in steel moment resisting frames the design for many stories may be governed by the drift limitation criteria (in seismic zones II and III particularly) .

The object of this study is the analysis of the most important factors affecting the lateral drift frames .

Several recommendations have been proposed for an effective seismic drift control .

Sujet : " Analyse des déplacements sous charges
sismiques dans les portiques métalliques autostables " .*

Résumé : Souvent , dans les portiques métalliques autostables , le calcul des différents niveaux peut être régi par le critère de limitation des déplacements (dans les zones II et III de moyenne et forte sismicité) .

L'objet de cette étude consiste en l'analyse des plus importants facteurs influençant les déplacements latéraux dans ces portiques . Diverses recommandations sont proposées dans le but d'un contrôle effectif des déplacements sous charges sismiques .

SOMMAIRE

CHAPITRE I / GENERALITES

1.1/ INTRODUCTION : Le besoin du contrôle des déplacements sous charges sismiques	1
1.2/ Portiques autoStables : principe de fonctionnement	2
1.3/ Autres systèmes de contreventement	4
1.4/ Importance des déplacements	6

CHAPITRE II / CALCUL DES DEPLACEMENTS

11.1/ Composantes du déplacement dans les portiques autostables	8
11.2/ Analyse des déplacements de type cisaillement	9
11.3/ Analyse des déplacements de type flexion	15
11.4/ Limitation des déplacements ; dispositions réglementaires	16

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT

111.1/ Présentation des portiques d'étude	18
111.2/ Etude au seisme : "METHODE STATIQUE EQUIVALENTE"	23
111.3/ Evaluation des efforts dans les éléments du portique : "METHODE PORTAL"	28
111.4/ Prédimmensionnement proprement dit	33

CHAPITRE IV / ANALYSE DES PARAMETRES DE DEPLACEMENT

IV.1/ Introduction	50
a/ Principe	51
b/ Remarque importante	52
IV.2/ Analyse des différentes influences	52
IV.2.1/ Composante Δp	54
IV.2.2/ Composante Δt	60
IV.2.3/ Composante Δn	63
IV.2.4/ Composante Δf	68
IV.3/ Conclusion : étude sommaire	72

CHAPITRE V / ETUDE COMPARATIVE

V.1/ Contribution de chaque composante dans le déplacement total Δe	76
V.2/ Comparaison avec les résultats donnés par "SAP80"	83

CHAPITRE VI / CONCLUSION GENERALE

RECOMMANDATIONS POUR LE CONTROLE DES DEPLACEMENTS

ANNEXE 1 : Demonstration des formules de déplacements 92

ANNEXE 2 : Tableaux récapitulatifs des résultats de calcul des déplacements 105

ANNEXE 3 : Variation des inerties des profils avec leur profondeurs 118

NOTATIONS :

- A : coefficient d'accélération de zone (RPA 88) .
Ap : section du poteau .
At : section de la traverse (poutre) .
Aap : section de l'âme du poteau .
Aat : section de l'ame de la traverse (poutre) .
B : facteur de comportement de la structure (RPA 88) .
D : facteur d'amplification dynamique moyen .
dt : profondeur de poutre .
dp : profondeur de poteau .
E : module d'élasticité linéaire .
Ft : force sismique concentrée au sommet de la structure . (RPA 88)
Fk : force sismique concentrée à un niveau k considéré .
G : module de cisaillement .
H : force sismique horizontale (partie théorique) .
h : hauteur de niveau de portique .
H : hauteur totale du portique .
Ip : moment d'inertie du poteau par rapport à l'axe x-x (de grande inertie) .
It : moment d'inertie de la poutre par rapport à l'axe x-x (de grande inertie) .
k : indice relatif à un niveau considéré .
K : facteur de réduction (règles SEAOC 1974 , NBC 1985) .
L : longueur de portique dans le sens longitudinal .
l : longueur de portique dans le sens transversal .
Q : facteur de qualité (RPA 88) .
t : épaisseur de la zone panneau de l'âme de poteau .
T : période fondamentale élastique de vibration de la structure dans la direction considérée (exprimée en secondes) .
v : effort sismique à la base du portique .

V_{ol} : volume de la zone panneau de l'âme du poteau .

W : poids de la structure (RPA 88) .

- Déplacements :

Δ_e ou D_e : déplacement relatif d'étage .

Δ_c ou D_c : déplacement de type cisaillement .

Δ_f ou D_f : déplacement de type flexion (globule du portique) .

Δ_p ou D_p : déplacement dû à la flexion du poteau .

Δ_{rn} ou D_{rn} : déplacement dû à la rotation du noeud .

Δ_t ou D_t : déplacement dû à la flexion de poutre .

Δ_n ou D_n : déplacement dû à la distorsion du noeud .

CHAPITRE 1GENERALITES

I.1/ INTRODUCTION :

Le besoin du contrôle des déplacements sous charges sismiques

En plus des considérations pratiques, la faible fréquence d'apparition d'un seisme de forte intensité indique que l'on ne peut être à tout prix concerné par les effets psychologiques des déplacements induits par les forces sismiques.

Cependant, un contrôle des déplacements est nécessaire afin d'assurer la stabilité de la structure et de minimiser les dégats dans les éléments non structuraux.

Un contrôle raisonnable des déplacements doit assurer l'intégrité de la structure même dans le domaine non élastique ; mais un contrôle plus strict est exigé pour garantir l'intégrité structurale des nœuds et des connections.

Jusqu'à présent, une étendue de tests dans le domaine non-élastique ont montré que l'intégrité structurale des nœuds est assurée seulement si les déformations ne sont pas très grandes. Par ailleurs, des expériences récentes ont montré qu'un nombre d'imperfections possibles des nœuds peut être relié à l'épaisseur de membrures et à la dimension de soudures nécessaire pour développer la résistance de celles-ci. C'est pourquoi, des systèmes d'ossatures doivent être utilisés pour fournir le contrôle

demandé des déplacements avec les plus faibles épaisseurs possibles de membrures .

La réduction des dommages dans les éléments non structuraux n'est pas seulement une considération économique importante , mais est aussi , dans la plupart des cas , essentielle pour garantir la sécurité des vies .

La façade architecturale , les cloisons , les plafonds ainsi que les cages d'ascenseurs sont vulnérables devant des déformations excessives de la structure résistante . Leur ruine (à la suite d'un séisme de forte intensité) peut présenter un danger direct sur les habitants , mais peut encore interrompre l'utilisation des services essentiels de sécurité des vies .

Il apparaît donc clairement qu'un contrôle adéquat des déplacements est essentiel pour les performances propres de chaque construction (en acier) , mais la manière dont ce contrôle est accompli est extrêmement importante d'une part , pour une économie de l'ossature et d'autre part , pour assurer la durabilité de celle-ci .

I.2/ PORTIQUES AUTOSTABLES : principe de fonctionnement

" C'est une ossature constituée uniquement de poutres et de poteaux , capable de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales . Les éléments de remplissage , ne devront en aucune façon gêner le comportement de la structure " . 1

On peut rigidifier les assemblages poutres sur poteaux de manière à constituer un cadre rigide dans le plan vertical .

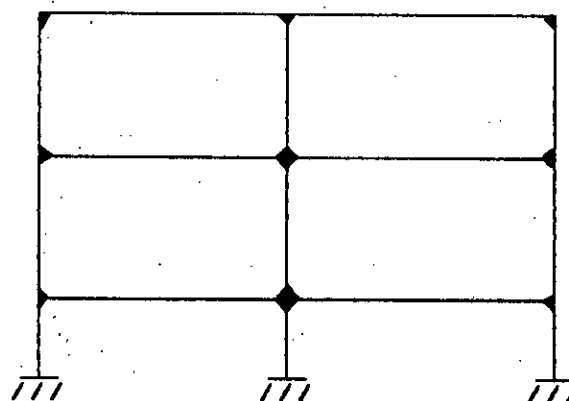
Ces assemblages rigides sont appelés noeuds rigides ou encastremets .

1- Article 2.3.2 des règles parasismiques algériennes (RPA88)

Un noeud rigide doit transmettre , outre les efforts tranchants (ou d'appuis) et les efforts normaux , des moments de flexion dits moments d'encastremements .

L'angle constitué par les lignes moyennes de la traverse et du poteau (en général un angle droit) reste indéformé sous l'effet des sollicitations .

Les portiques autostables sont des portiques à noeuds rigides dont la résistance est assurée essentiellement par les rigidités flexionnelles de leurs éléments . La figure ci-contre en schématise un .



Les noeuds rigides ou encastremements sont symbolisés par un triangle .

Par ailleurs , l'important degré d'hyperstaticité de ces portiques en plus de la rigidité de leurs noeuds , leur confère une grande ductilité et donc un bon comportement vis à vis des charges sismiques . En effet à chaque rotation d'un quelconque élément de ces portiques autostables , il y'aura redistribution des efforts sur les autres éléments sans chute de résistance .

L'inconvénient majeur de ces portiques est qu'ils sont très flexibles , ce qui fait qu'ils montrent de grands déplacements sous l'effet des charges horizontales .

I.3/ AUTRES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT :

Outre les portiques autostables définis précédemment, d'autres systèmes sont utilisés dans les constructions métalliques. Les systèmes de contreventements des ossatures de bâtiment assurent la stabilité latérale de celui-ci contre toute sollicitation de direction horizontale.

Ces systèmes comportent des contreventements verticaux dont la fonction est de reporter les sollicitations horizontales au niveau des fondations. Ces contreventements verticaux sont généralement des palées de stabilité simples ou multiples, en ossatures métalliques, constituées essentiellement d'éléments barres travaillant surtout en traction-compression.

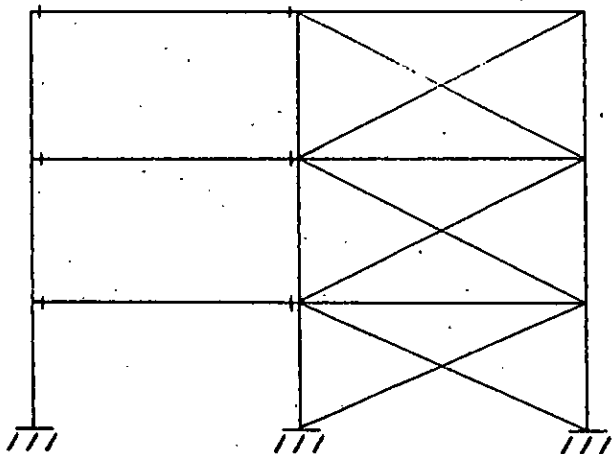
A cet effet, on distingue deux types de portiques contreventés : les portiques rigides (contreventés par palées de stabilités) et les portiques semi-rigides.

a/ Les portiques rigides :

Ce sont des portiques métalliques contreventés par palées de stabilité, dont les noeuds sont articulés. La totalité des forces latérales

(sismiques) sera donc reprise par les éléments diagonaux travaillant en traction-compression .

L'avantage de ces portiques est qu'ils sont très rigides , donc leurs déplacements sous l'effet des forces latérales peuvent être très réduits de façon telle



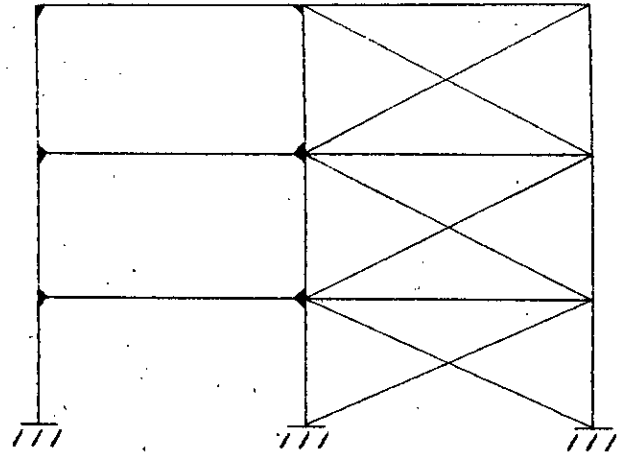
que leur prédimensionnement ne soit plus régi par la limitation des déplacements mais plutôt, par les conditions de résistance et de stabilité .

Toutefois , les portiques étant articulés au niveau des noeuds (ce sont donc des portiques isostatiques) cela constitue donc un inconvénient majeur pour ce qui est de leur comportement post-élastique . Ce sont des portiques dont la ductilité est très réduite . En effet , à la première rotulation plastique d'un quelconque élément , il y'a chute de résistance (mécanisme) sans qu'il puisse y'avoir redistribution des efforts sur les autres éléments . Ceci devra alors être pris en considération lors de leur prédimensionnement ; l'effort sismique sera donc beaucoup moins réduit par le facteur de comportement B (règles RPA88) que pour les portiques autostables .

En conclusion : pour le travail que nous avons à faire , ces portiques ne sont pas traités car , en matière de déplacements latéraux , ceux-là , ne posent pratiquement pas de problème (pour un prédimensionnement) .

b/ Les portiques semi-rigides :

Ce sont des portiques métalliques contreventés par palées de stabilité mais de plus dont les noeuds sont rigides . C'est donc une combinaison des deux types de systèmes de contreventement cités antérieurement .



Les portiques semi-rigides (figure ci-contre) ont l'avantage de ductilité et de la redistribution des efforts après plastification de leurs éléments des portiques autostables ; et en plus l'avantage de rigidité des portiques rigides .

L'étude de ces portiques est assez compliquée car il est difficile de prévoir leur comportement au niveau de l'interaction entre portique autostable et contreventé . Néanmoins , ces portiques ne seront pas considérés pour le travail qu'on a à faire car , pour les mêmes raisons que précédemment , la limitation des déplacements relatifs n'est pas primordiale comme critère de prédimensionnement .

1.4/ Importance des déplacements :

Souvent dans les portiques autostables , le calcul des différents niveaux (ou étapes) peut être régi par le critère de limitations des déplacements qui sera défini ultérieurement .

Le calcul à la résistance pour ces niveaux de portiques peut conduire à des indices de déplacements inacceptables vue la grande flexibilité de ces portiques . Cela n'arrive que très rarement dans

les portiques contreventés grâce à leur rigidité relativement grande par rapport aux portiques autostables .

Nous allons donc revoir la source de ces déformations et leurs méthodes d'estimation . Les méthodes approximatives s'avèrent nécessaires dès lors que le critère de limitation des déplacements est un critère primordial de calcul .

Ces déplacements seront étudiés en détails dans les chapitres suivants , ainsi que leur évolution en fonction des différents paramètres intervenant directement ou indirectement dans leurs expressions .

CHAPITRE IICALCUL DES DEPLACEMENTSII.1/ COMPOSANTES DU DEPLACEMENT DANS
LES PORTIQUES AUTOSTABLES :

Les trois composantes de base du déplacement dans les portiques métalliques autostables sont :

- 1/ La flexion des poteaux due aux contraintes de flexion et de cisaillement induites par les forces latérales (sismiques) .
- 2/ La rotation du noeud résultant :
 - de la flexion des poutres sous l'effet du chargement appliqué .
 - des contraintes de cisaillement dans les noeuds .
- 3/ La flexion globale du portique résultant des déformations axiales des poteaux (essentiellement les poteaux de rive) .

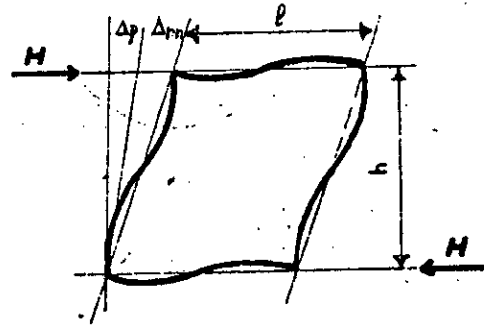
Les deux premières composantes du déplacement sont plus généralement référées comme étant des "déplacements de type cisaillement" .

Ce cisaillement ne doit pas être confondu avec les contraintes de cisaillement . Il est relié à la nature et à la forme des déformées analogues à des déformations de cisaillement en considérant le portique dans son ensemble .

La troisième composante du déplacement est plus généralement connue pour être un "déplacement de type flexion" .

L'action combinée des deux premières composantes est illustrée dans la figure 1 ci-contre .

Le déplacement de cisaillement total Δ_c est donc la somme du déplacement Δ_p dû à la flexion du poteau et du déplacement Δ_{rn} dû à la rotation du noeud . Ce dernier déplacement Δ_{rn} étant lui même égal à la somme des déplacements dûs à la rotation du noeud résultant d'une part de la flexion des traverses (poutres) : Δ_t , d'autre part des contraintes de cisaillement dans le noeud : Δ_n .



Si la ligne moyenne de la poutre n'est plus horizontale alors , la troisième composante de déplacement Δ_f (ou déplacement de type flexion) est introduite .

II.2/ ANALYSE DES DEPLACEMENTS DE TYPE CISAILLEMENT :

Afin d'étudier ces déplacements une méthode approximative dite : "méthode portale" a été utilisée . Cette méthode sera décrite en détail dans le chapitre III section 3 . Pour le moment on se contentera de donner une hypothèse fondamentale de cette méthode que l'on admettra dans ce qui va suivre comme raisonnement.

L'hypothèse principale est que les points d'inflexions de la déformée (points de moments nuls) se trouvent à mi-portées des poutres et des poteaux .

Par ailleurs , les dimensions de la section du noeud n'étant pas

négligeables , les distances prises par rapport aux lignes moyennes ne deviennent plus valables .

Les dimensions en plan du noeud sont donc : la profondeur de traverse (poutre) : dt et la profondeur du poteau : dp .

11.2.1/ Déplacement dû à la déformation du poteau :

La composante de déplacement due à la flexion des poteaux est clairement isolée dans la figure 2 ci-contre , en considérant les traverses (poutres) ainsi que les noeuds comme étant infiniment rigides . La formule de déplacement du poteau soumis aux contraintes de flexion et de cisaillement est alors donnée par :

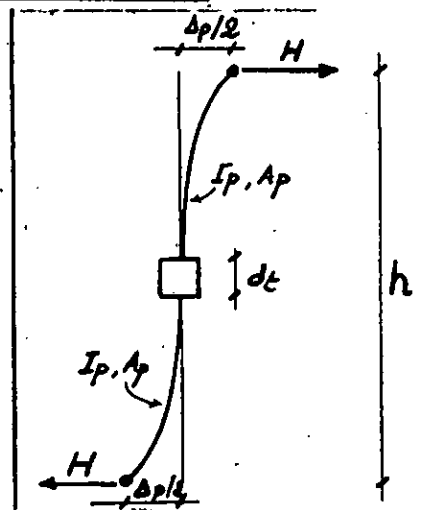


Fig 2

$$\Delta_p = \frac{H (h - dt)^3}{12 E I_p} + \frac{2.5 H (h - dt)}{A_{ap} E} \quad (1)$$

Le premier terme (de gauche) est le terme de flexion alors que le second est un terme de cisaillement tenant compte de l'action de l'effort tranchant .

H : étant la force sismique horizontale au niveau considéré .

h : étant la hauteur d'étage .

dt : étant la profondeur de la poutre .

I_p : étant le moment d'inertie du poteau .

A_{ap} : étant la section de l'âme du poteau .

* : Démonstration de la formule en annexe 1 .

E : étant le module d'élasticité (acier de construction) .

Remarques :

1/ Dans quelques cas particuliers (comme dans un prédimensionnement par exemple) l'expression (1) peut-être exprimée sous une autre forme plus simplifiée , soit l'expression (2) ci-dessous .

$$\Delta_p = \frac{H h^3}{12 E I_p} + \frac{25 H h}{A_{ap} E} \quad (2)$$

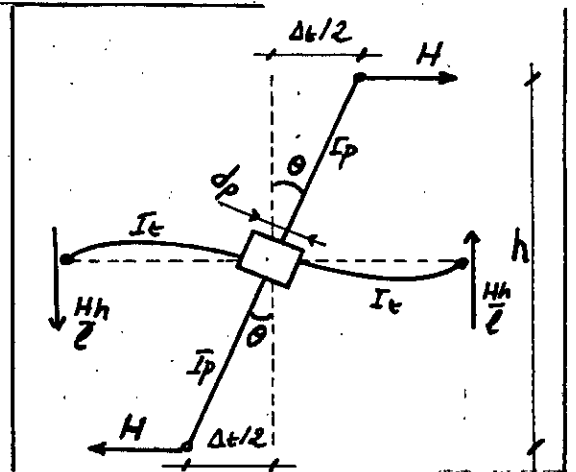
2/ Le second facteur qui tient compte des contraintes de cisaillement est en général négligé devant celui de flexion .

11.2.2/ Rotation du noeud due à la flexion de poutre :

Le déplacement dû à la rotation du noeud, dans ce cas, est clairement isolé dans la figure 3 ci-contre , en considérant les poteaux comme étant infiniment rigides . Seules les contraintes de flexion et de cisaillement dans la traverse (poutre) engendrent le déplacement par rotation du noeud supposé rigide .

La formule du déplacement sera donc donnée par l'expression suivante :

$$\Delta_t = \frac{H h^2 (1 - dp)^2}{12 E I_t l} + \frac{2.5 H h (1 - dp)}{E A_{at} l} \quad (3) *$$



donc donnée par

* : une démonstration complète de cette formule 3 : Annexe 1

où :

l : longueur de la traverse .

h : hauteur de niveau .

H : forces sismiques au niveau considéré .

d_p : profondeur de poteau .

I_t : moment d'inertie de la traverse .

A_{at} : la section d'âme de la traverse .

Le premier membre est le terme de flexion alors que le second est le terme de cisaillement qui est en général négligé par rapport au premier .

Remarque : Une expression plus simplifiée de l'expression (3) peut être utilisée dans certains cas particuliers (comme dans un prédimensionnement par exemple) ; soit alors :

$$\Delta_p = \frac{H h^2 l}{12 E I_t} + \frac{25 H h}{E A_{at}} \quad (4)$$

11.2.3/ Rotation du noeud due aux contraintes de cisaillement :

La rotation du noeud résulte de plusieurs facteurs dont le plus important (après la flexion des poutres) est la distorsion de la zone panneau du noeud considéré .

Cette distorsion est difficile à visualiser car cette zone panneau a tendance à s'étendre au delà de l'aire du noeud considéré .

Les analyses récentes sur un nombre considérable de tests ont montré que cette zone doit être considérée comme travaillant isolement du reste des éléments dans l'intersection poutre-poteau comme l'indique la figure 4-a ci-contre .

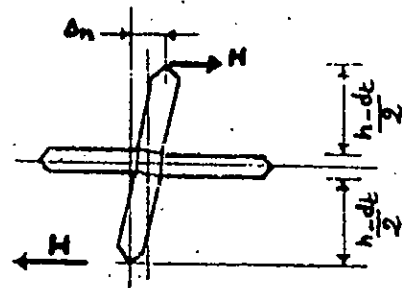


Fig 4-a

Il n'ya pas d'analyse ou de formule standard pour définir le déplacement dû à la distorsion du noeud , néanmoins la formule proposée ci-après permet d'approximer raisonnablement l'effet de cette distorsion du noeud.

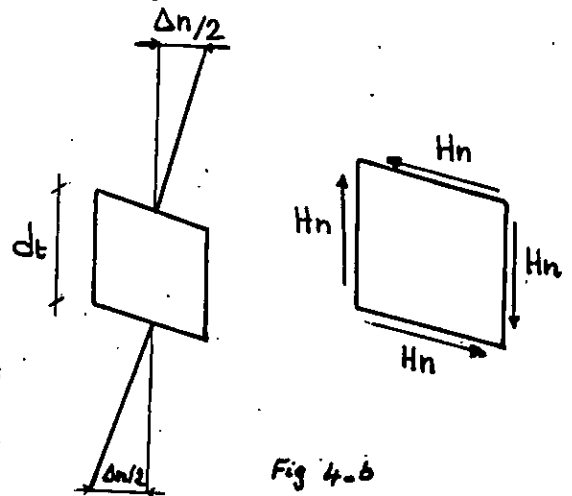


Fig 4-b

En effet , les résultats donnés par cette formules correspondent , le mieux avec ceux des différents tests effectués à ce niveau .

$$\Delta n = \frac{2.5 H (h - dt)^2}{E V o l a} \quad (5) \quad **$$

Où , H : force sismique horizontale au niveau considéré .

h : hauteur d'étage .

dt : profondeur de la traverse (poutre) .

** Démonstration de la formule 5 en Annexe 1 .

Vol_a : étant le volume de la zone panneau de l'âme du poteau donné par :

$$Vol_a = t dp dt \quad \text{avec } dp : \text{profondeur de poteau} \\ \text{et } t : \text{épaisseur de la zone panneau de l'âme du poteau .}$$

t sera donc l'épaisseur d'âme du poteau plus celle des plaques de dédoublement si elles sont présentes .

L'expression de l'équation 5 sera alors :

$$\Delta n = \frac{2.5 H (h - dt)^2}{E t dp dt} \quad (6) .$$

Commentaire :

La flexibilité du noeud est souvent ignorée dans le calcul des déplacements relatifs . De la même façon les calculs se font avec des dimensions de membrures prises par rapport aux lignes moyennes de celles-ci .

La composante de flexibilité du noeud peut être très significative en terme de contribution au déplacement . En effet , d'après l'exemple de KRAWINKLER (AISC J V15 1978) , sa contribution a été de 24% à 31% du déplacement globale .

Néanmoins , l'utilisation de dimensions prises relativement aux lignes moyennes contribue , dans une certaine mesure , à compenser ces erreurs .

II.3 ANALYSE DES DEPLACEMENTS DE TYPE FLEXION :

Le déplacement de type flexion du portique dans son ensemble, dû aux déformations différentielles (axiales) des poteaux ; résultant de la flexion d'ensemble de ce portique sous l'effet des forces sismiques, est illustré dans la figure 5 ci-contre.

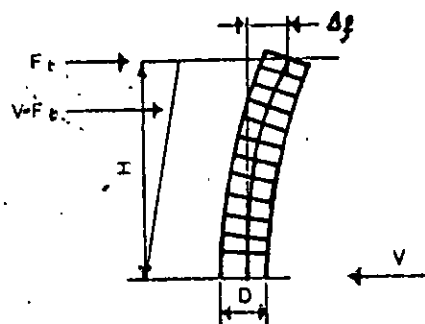


Fig - 5 -

La formule de ce déplacement peut être approximée par l'expression suivante :

$$\Delta_p = \frac{2 F_t H^3}{3 E A D^2} + \frac{2 (V - F_t) H^3}{5.5 E A D^2} \quad (7) *$$

où : H est hauteur totale du portique, D est la longueur du portique et A : la section effective des poteaux résistants à ce déplacement.

L'expression (7) est en générale sous une forme plus simplifiée qui est la suivante :

$$\Delta_f = \frac{V \cdot H^3}{2 E A D^2} \quad (8)$$

* : La démonstration de cette formule (7) (en annexe 1).

II.4/ LIMITATION DES DEPLACEMENTS :
DISPOSITIONS REGLEMENTAIRES .

Les forces sismiques horizontales sont calculées en utilisant un facteur tenant compte de la capacité d'absorption d'énergie, par amortissement et comportement non-élastique (ductilité) des différents types de systèmes de structures .

En ce qui concerne les portiques autostables qui ont une grande capacité d'absorption d'énergie , ce facteur est plutôt réducteur des charges sismiques . Son appréciation varie d'un règlement a un autre . Le tableau suivant donne un aperçu sur l'évolution de ce facteur en fonction des différents règlements ainsi que les limitations de déplacements correspondantes :

Règlements et codes	Forces sismiques de calcul		calcul des déplacements	
	correspondant aux	indices de réduction	facteur de pondération servia stabi bilité lité	indice de limi- tation des departements % de h
SEAOC 1974 UBC 1976	contraintes de travail	$K = 0,67$	$\frac{1.0}{K}$ $\frac{3.0}{K}$	0,5 %
NBC 1985	chargements spécifiés	$K = 0,7$	1.0 3.0	0.5 %
RPA 88	chargements spécifiés	$B = 1/5$	1/2B	0.75 h

D'après les RPA88 , les forces sismiques horizontales de calcul utilisées dans le calcul des déplacements , ont été réduites d'une manière empirique par le facteur de comportement B ($B = 1/5$: pour les portiques autostables) , avec l'hypothèse que les déplacements après plastification sont possibles sans chute de résistance .

C'est pourquoi les déformées réelles peuvent être plus importantes que celles calculées par l'analyse élastique sous le chargement spécifié .

Par conséquent , ces déformées doivent être pondérées pour tenir compte de ces effets. Toute limitation des déplacements devra donc s'effectuer sur ces nouveaux déplacements relatifs (pondérés).

En effet , "le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par le rapport $1/2B$ pour obtenir le déplacement relatif .

Le rapport $1/2B$ ne doit pas être plus petit que 2.0 " . *

" Les déplacements relatifs latéraux d'un étage , par rapport aux étages qui lui sont adjacents , ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré " . *

* : Article 3.2.1.7 des règles parasismiques Algériennes (RPA 88) .

CHAPITRE III

PREDIMENSIONNEMENT

III.1/ PRESENTATION DES PORTIQUES D'ETUDE :

Afin d'analyser les déplacements relatifs dans les portiques autostables un nombre assez important d'exemples doivent être préparés de telle façon à se rapprocher le plus des cas réels et de représenter au mieux les conditions de sollicitations .

L'ouvrage de base sur lequel on s'est inspiré est un bâtiment étudié et réalisé par une entreprise algérienne spécialisée en charpente métallique : BATIMETAL . La description de l'ouvrage est introduite ultérieurement .

Les autres exemples seront donc déduits par extrapolation sur cet ouvrage en faisant varier quelques paramètres importants à savoir , la hauteur de niveau, le nombre de niveaux et le nombre de files de poteaux dans les portiques autostables ainsi obtenus .

a/ Description :

- Bâtiment administratif à usage de bureaux composé d'un seul bloc dont les dimensions en plan sont :

Longueur (fixe) = 28,8 m

Largeur (fixe) = 21,6 m

Hauteur (variable) : dépend du nombre de niveaux et de leur hauteur .

- Le R.D.C comprend des bureaux , une salle de réunion et une salle d'archives . Les étages courants comprennent des bureaux .
- La toiture et les planches sont réalisées en dalles pleines coulées sur une tôle nervurée (TN40) utilisée comme coffrage perdu et reposant sur des solives en profilés métalliques :
- La maçonnerie extérieure est réalisée en double cloison en brique (ie briques de 10 cm et 5 cm) avec un vide de 5 cm .
- Le nombre de niveaux a été varié pour l'étude de façon à constituer les trois grands types de bâtiments suivants :
 - de courte hauteur R+3 .
 - de moyenne R+7 .
 - de grande hauteur R+13 .
- Pour chaque type de bâtiment sus-cité , on fait varier la hauteur de niveaux de 3.2 m à 4.0 m avec un pas de 0.2 m .
- Pour chaque bâtiment ainsi obtenu , on fera varier en plus le nombre de files de poteaux dans les portiques autostables de 4 à 7 files .

b/ Systemes de structure :

La stabilité des différents bâtiments ainsi définis est assurée par deux types de systèmes de contreventement :

- 2 portiques autostables identiques aux deux extrémités dans le sens transversal .
- Des palées de stabilité (palées de contreventement dans le sens longitudinal) .

Notre étude portera essentiellement sur ces portiques autostables seulement, qu'on prédimensionnera correctement dans les sections suivantes de ce chapitre et auxquels l'analyse des déplacements est soigneusement faite.

c/ Caractéristiques des matériaux :

- Acier : module d'élasticité $E = 21\ 000\ \text{daN} / \text{mm}^2$
 limite élastique nominale $\sigma_{en} = 30\ \text{daN} / \text{mm}^2$.
 module de cisaillement $G = E/2.5$.
- Béton : - pour les différents planchers (courants et terrasse) on admet un dosage de $350\ \text{kg/m}^3$ de ciment CPA 325 .
 - masse volumique : $\rho = 2500\ \text{kg/m}^3$.

d/ Implantation et codes :

Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II) et appartient au groupe d'usage 2 .

Les règles parasismiques algériennes (RPA88) , ainsi que les règles CM66 seront appliquées lors des calculs de résistance et des vérifications diverses nécessaires par la suite .

e/ Chargements :

i/ Surcharges d'exploitation :

- plancher terrasse : terrasse inaccessible : $Q_t = 100\ \text{kg/m}^2$
- plancher courant : elle est estimée à : $Q_t = 375\ \text{kg/m}^2$

ii/ Evaluation des charges permanentes :

- Plancher terrasse :
- Faux plafond en placoplatre :
- solives , poutres , portions de poteaux estimé à :
- poids propre du plancher :
 - Isolation en liège (e = 4 cm, $\rho = 300 \text{ kg/m}^3$): 12 kg/m^2
 - TN40 (coffrage perdu) : 13 kg/m^2
 - forme de pente
 - (e moy = 10 cm, $\rho = 2200 \text{ kg/m}^3$) : 220 kg/m^2
 - dalle en béton armé
 - (e = 10 cm , $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$) : 225 kg/m^2
 - Etanchéité multicouches : 15 kg/m^2
 - Protection des gravillons roulés
 - (e = 3 cm , $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$) : 54 kg/m^2

La charge permanente de la terrasse est donc : $G_t = 549 \text{ kg/m}^2$

- Plancher courant :

- Faux plafond en placo-platre : 5 kg/m^2
- Solives , poutres et portions
de poteaux estimés à : 50 kg/m^2
- poids propre du plancher courant :
 - TN40 (coffrage perdu) : 13 kg/m^2
 - dalle en béton armé
 - (e = 9 cm, $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$) : 225 kg/m^2
 - Gerflexe : 3.5 kg/m^2
 - cloisons en briques : 7.5 kg/m^2

La charge permanente du plancher courant est : $G_c = 371,5 \text{ kg/m}^2$

- Poids propre de l'accrochée :

(par m^2 de surface verticale

($e = 5 \text{ cm}$, $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$) :

$$G_{acc} = 125 \text{ kg/m}^2$$

- Poids des murs extérieurs :

(par m^2 de surface verticale)

- briques creuses ($e = 10 \text{ cm}$, $\rho = 1400 \text{ kg/m}^3$) : 140 kg/m^2

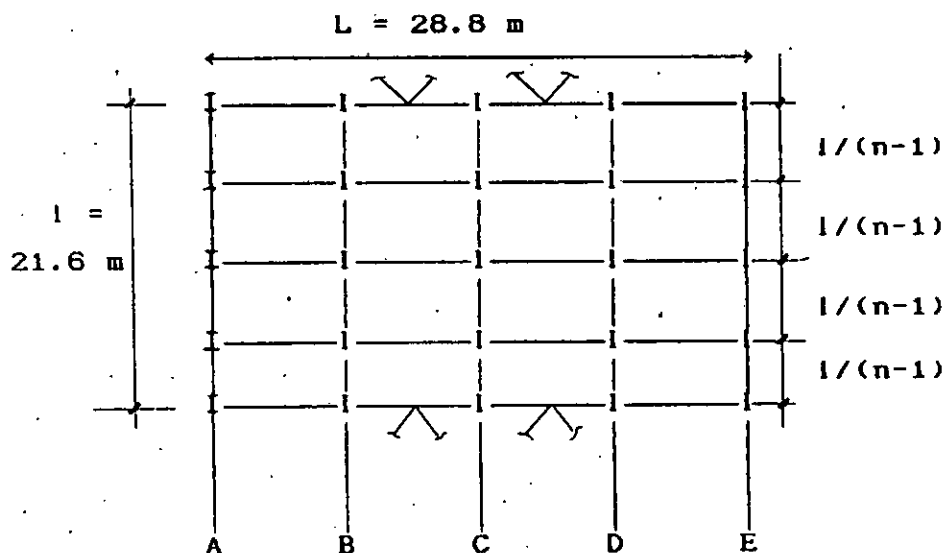
- briques creuses ($e = 5 \text{ cm}$, $\rho = 1400 \text{ kg/m}^3$) : 70 kg/m^2

- Enduit de ciment ($e = 2 \text{ cm}$, $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$) : 40 kg/m^2

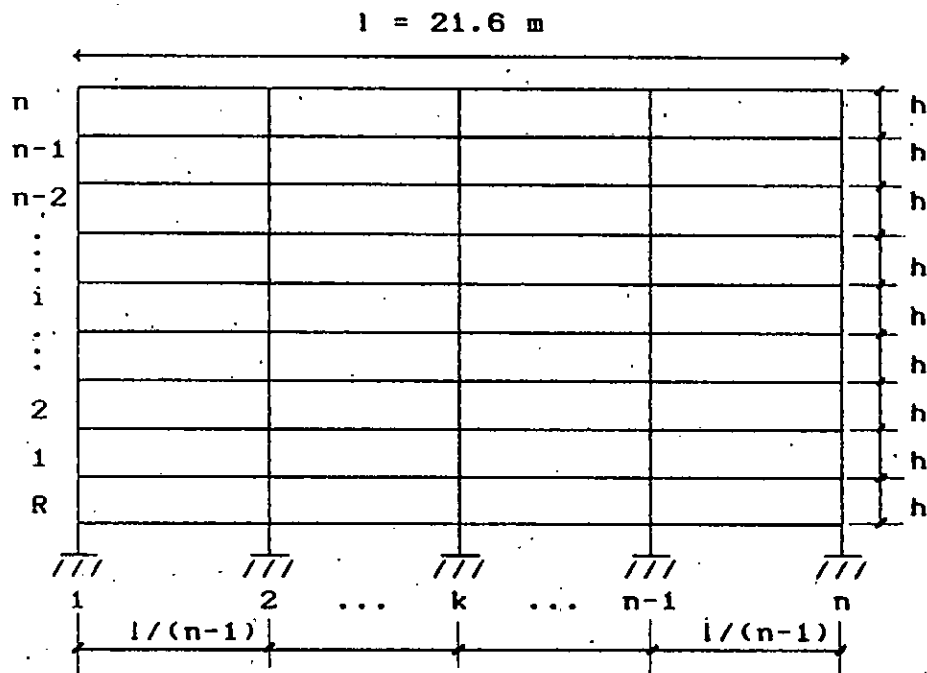
- Enduit de plâtre ($e = 2 \text{ cm}$, $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$) : 40 kg/m^2

Prenons donc un pourcentage du vide de 25 %. Le poids propre des murs extérieurs (par m^2 de surface verticale sera donné par :

$$G_m = 0,75 \times 290 = 217,5 \text{ kg/m}^2 \text{ soit donc } G_{mur_{ext}} = 217,5 \text{ kg/m}^2$$



VUE EN PLAN DU BATIMENT



Portiques autostables (R+n)

(A) ou (E) N files de poteaux

II.2/ ETUDE AU SEISME : Méthode statique équivalente

L'évaluation des forces sismiques de calcul est établie selon les règles RPA88; avec une méthode dite méthode statique équivalente dont le principe est le suivant :

" Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique " (Article 3.2.1.1 des RPA88) .

Cette méthode ne peut être utilisée que pour les bâtiments satisfaisant aux conditions de l'article 3.2.1.2 des mêmes règles (RPA88) .

Tout bâtiment sera alors conçu et construit pour résister aux

forces sismiques horizontales totales, agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure , conformément à la formule :

$$V = A . D . B . Q . W \quad : \text{ Article 3.2.1.3 (RPA 88)}$$

- Coefficient A : C'est le coefficient d'accélération de zone , sa valeur est donnée par le tableau 1 des RPA 88 , en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage .

Pour les portiques autostables considérés on a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage (2)} \\ \text{zone sismique (11)} \end{array} \right\} A = 0,15$$

- Coefficient B : C'est le facteur de comportement de la structure qui dépend du type de structure et de la nature de ces contreventements .

La valeur de ce coefficient est donnée par le tableau 3 des RPA88 en fonction de la catégorie de la structure .

En ce qui concerne les portiques autostables qui font partie de la catégorie 2 , la valeur du facteur de comportement est alors :

$$B = 1 / 5$$

- Coefficient D : C'est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est donné par le spectre de réponse représenté à la fig . 4 et au tableau 2 des règles RPA 88 .

Il est fonction de la période et de la nature du sol .

La période T est donnée par : $T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{I}}$

où : $H = (n + 1) h$

n : nombre de niveau au dessus du rez de chaussée .

h : hauteur d'étage .

Soit alors :

$$\text{- Sol meuble} \longrightarrow \begin{cases} D = \frac{1,26}{\sqrt[3]{T^2 -}} & \text{si } T \geq 0,5 \text{ s} \\ D = 2 & \text{si } T \leq 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{- Sol ferme} \longrightarrow \begin{cases} D = \frac{0,896}{\sqrt[3]{T^2 -}} & \text{si } T \geq 0,3 \text{ s} \\ D = 2 & \text{si } T \leq 0,3 \text{ s} \end{cases}$$

- Coefficient Q : C'est le facteur de qualité, donné par la formule (3-3) et le tableau 4 de RPA 88 .

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

où P_q : sont les pénalités qui dépendent de l'observation ou non des critères de qualités q définies .

En ce qui concerne :

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10 \quad \text{Soit } Q = 1,15$$

- Poids de la structure W :

"Le poids W de la structure comprend la totalité des charges permanentes et 20 % des surcharges d'exploitation "

(Art. 3.2.1.3.5 RPA 88)

- Poids propre du plancher courant : 371,5 kg/m²
- Poids propre du plancher terrasse : 594 kg/m²
- Poids propre de l'accrotère
(par m² de surface verticale) : 125 kg/m²
- Surcharge du plancher courant : 375 kg/m²
- Surcharge du plancher terrasse : 100 kg/m²
- Poids propre des murs extérieurs
(par m² de surface verticale avec 25% de vide) : 217,5 kg/m²
- Surface totale du plancher : 28,8 x 21,6 = 622,08 m²
- Surface verticale de l'accrotère: (28,8 x 21,6) x 2 x 0,5 = 50,4 m²
- Surface totale verticale
des murs extérieurs : (28,8 + 21,6) x 2 x h (n+1)

où : n : étant le nombre de niveaux au

dessus du rez de chaussée : n = 3,7,13 .

h : est la hauteur de niveau : h = 3.2, 4.0, 0.2 (m) .

Le poids de la structure W sera donc donné par l'expression :

$$W = [(((371,5 + 0,2 \cdot 375) \cdot n + (594 + 0,2 \cdot 100)) \cdot 622,08) + (125 \cdot 50,4 + 217,5 \cdot 50,4 \cdot h \cdot 2 \cdot (n+1))] / 1000$$

(en tonnes)

.. Distribution verticale des forces sismiques :

La force latérale totale V ainsi calculée pour une portique autostable à partir de l'expression : $V = ADBQW$ précédemment explicitée doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : *

* Article 9.2.1.4 des RPA 88

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n f_i$$

où : F_t étant la force concentrée au sommet de la structure, déterminée par la formule suivante en fonction de la période T exprimée en secondes .

$$F_t = \begin{cases} 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

Avec la condition supplémentaire que : $F_t \leq 0,25 V$

La partie restante de l'effort horizontal total V doit être distribuée sur la hauteur de la structure , suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

F_k : étant la force sismique horizontale au niveau k considéré .

h_i : est le niveau d'un plancher quelconque .

h_k : est le niveau du plancher considéré .

W_k : est le poids , supposé concentré , du niveau considéré .

- Plancher courant : $k < n$ (ou $k \neq n$) .

$$W_k = ((371,5 + 0,2 \cdot 375) \cdot 622,08 + 217,5 \cdot 50,4 \cdot h \cdot 2) / 1000$$

(en tonnes) .

- Plancher terrasse : $k = n$

$$W_k = ((594 + 0,2 \cdot 100) \cdot 622,08 \cdot 125 \cdot 50,4 + h \cdot 50,4 \cdot 217,5) / 1000.$$

... Distribution horizontale des forces sismiques :

Vue l'existence de deux portiques autostables dans le sens transversal de chaque bâtiment (au niveau des 2 extrémités) alors pour le prédimensionnement, les forces sismiques sont obtenues, à priori, en divisant les forces F_k citées ci-avant à chaque niveau par 2. Ceci étant possible grâce à la présence du diaphragme rigide constitué par chaque plancher.

La majoration des forces sismiques due à la torsion horizontale, résultant de l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité, est ignorée au stade du prédimensionnement.

III.3/ ÉVALUATION DES EFFORTS DANS LES ÉLÉMENTS DU PORTIQUE :

" PORTAL METHOD "

a/ Introduction :

Du fait de l'important degré d'hyperstaticité des portiques autostables. La détermination des efforts revenant aux différents éléments les constituant devient très fastidieuse et pratiquement impossible manuellement. De plus dans certains cas de portiques multiétages à plusieurs travées même l'utilisation de l'outil informatique ne devient plus intéressante ; sachant que les dimensions des sections de ces éléments ne sont pas encore fixées.

C'est pourquoi, des méthodes d'analyse approximatives sont utilisées, dont la méthode "PORTAL" que l'on utilisera soigneusement dans le but du prédimensionnement des portiques

soumis à la répartition des forces latérales (sismiques) .

Cette méthode est basée sur la visualisation de la déformée de la structure sous l'effet des charges latérales seulement .

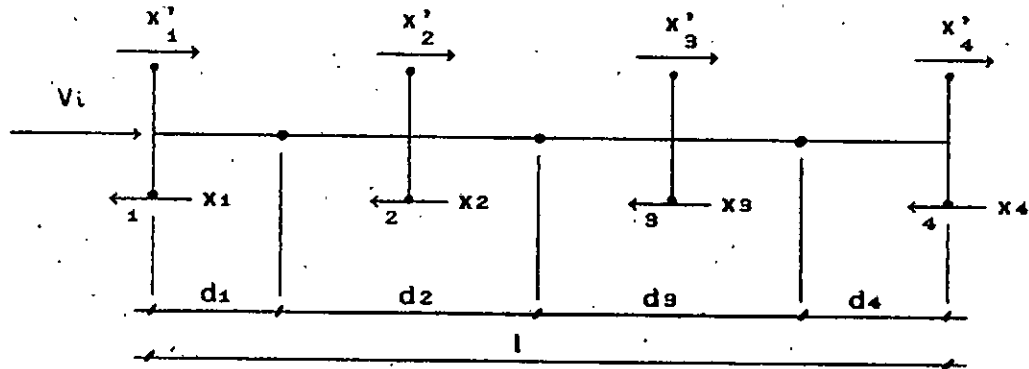
Pour cela , les hypothèses suivantes sont admises :

- i - Les points d'inflexion de la déformée de la structure sont situés à mi-portée des poutres et des poteaux .
- ii - Le chargement latéral appliqué est distribué, sous forme de cisaillement, proportionnellement à la largeur des traverses concourant au noeud considéré (prise entre les points d'inflexion) .

C'est à dire que pour un niveau considéré chaque poteau reprend un pourcentage de l'effort de cisaillement revenant à ce niveau , donné comme suit (voir schéma ci-dessous) .

Soit le niveau de portique isolé ci-contre :

Poteau considéré	1	2	3	4
Pourcentage de cisaillement repris par le poteau considéré	$\frac{d_1}{l} 100$	$\frac{d_2}{l} 100$	$\frac{d_3}{l} 100$	$\frac{d_4}{l} 100$



L'effort de cisaillement repris par le poteau i sera alors donné par :

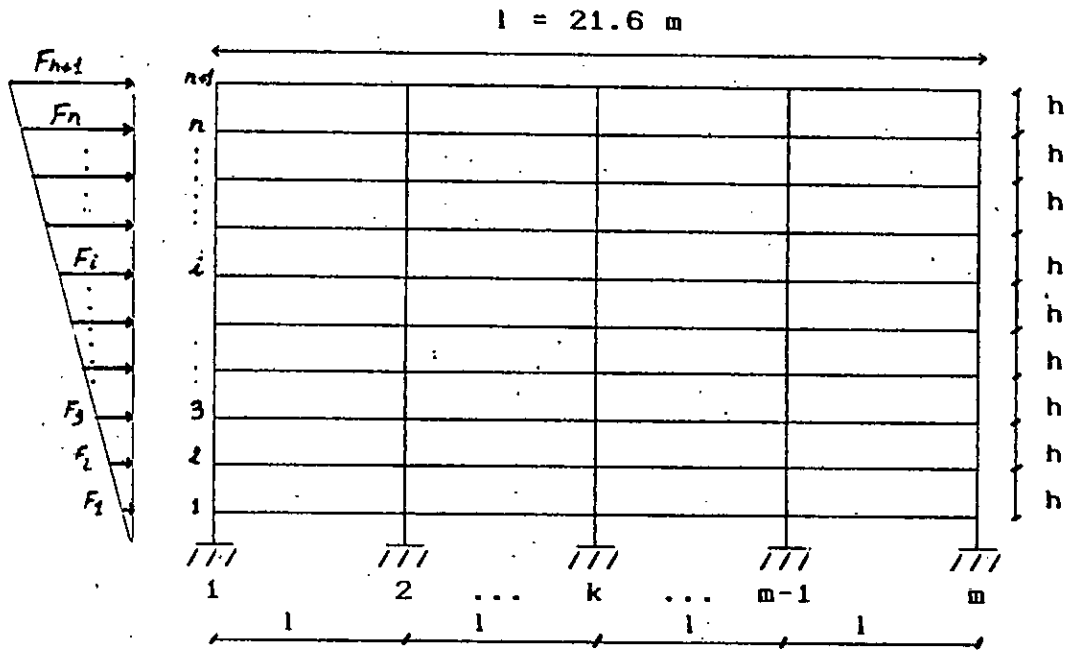
$$X_i = p_i V_i / 100 = (d_i / l) \cdot V_i$$

- iii- Les moments de flexion des poutres et des poteaux sont nuls à mi-porté de ces éléments .
- iv- Les poteaux intérieurs du portique autostable ne reprennent aucun effort axial sous l'effet des charges latérales seulement.

Avec ces 4 hypothèses et l'application des relations d'équilibre statique une approximation des moments au niveau du noeud est obtenue directement . Ainsi , tous les efforts sollicitant les éléments du portique peuvent être déterminés .

b/ Etapes de calcul des efforts :

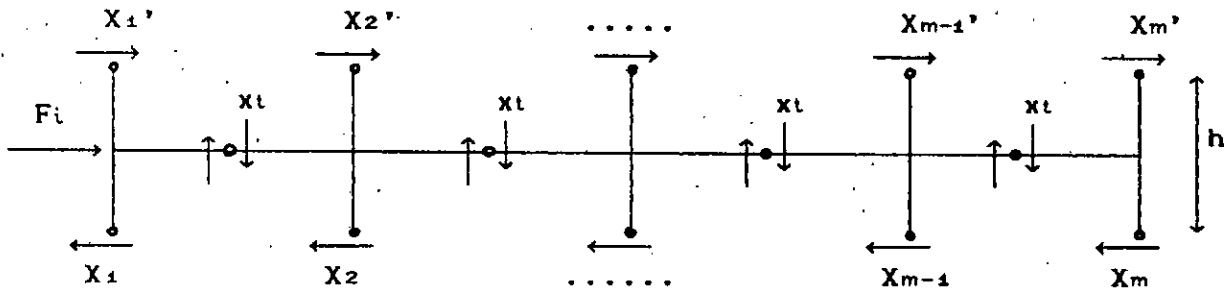
Pour illustrer les étapes de détermination de ces efforts , considérons le portique autostable (R+n) avec m files de poteaux et une hauteur de niveau h , schématisé ci-après . Le portique est soumis à l'action de la répartition des forces sismique représentée à gauche de la première file de poteaux .



NB :

Le portique est à travées égales l . Ce qui est le cas de tout les exemples de portiques autostables que nous auront à prédimensionner plus tard.

Analysons maintenant le tronçon i de ce portique isolé comme l'indique le schémas suivant :



- D'après l'hypothèse n° 2 de la "méthode portal", les efforts de cisaillement revenant aux poteaux de rive sont identiques .

soit : $X_1 = X_m$ et $X_1' = X_m'$ (1)

- Les efforts de cisaillement revenant aux poteaux intérieurs sont identiques (d'après la même hypothèse 2)

$X_2 = X_3 = \dots = X_{m-1}$ et $X_2' = X_3' = \dots = X_{m-1}'$ (2)

- De plus , et ce d'après cette même hypothèse , l'effort repris par le poteau intérieur est double de celui repris par le poteau de rive :

soit $\begin{cases} x_2 = 2x_1 \\ x_2' = 2x_1' \end{cases}$ (3)

- L'effort de cisaillement repris par chaque poteau intermédiaire et donné par :

$$X_2 = \frac{V_i}{(m - 1)}$$

En effet , d'après l'équilibre du tronçon i et moyennant les équations (2) , (3) et (1) , on peut écrire ce qui suit :

$$\begin{cases} 2 X_1 + (m - 2) X_2 = \sum_{j=i}^{n+1} F_j \\ X_2 = 2 X_1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} X_2 = \frac{\sum_{j=i}^{n+1} F_j}{m - 1} \\ X_2 = 2 X_1 \end{cases}$$

or $V_i = \sum_{j=i}^{n+1} F_j$: effort tranchant au niveau i considéré .

On aura alors :

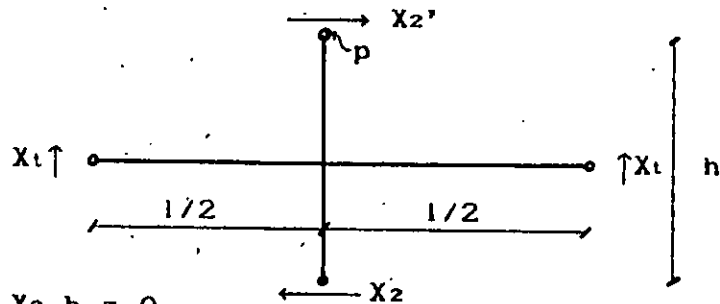
$$X_2 = \frac{\sum_{j=i}^{n+1} F_j}{m - 1} = \frac{V_i}{m - 1} \quad (4)$$

- L'effort repris par chaque poutre (ou traverse) sera donné par :

$$X_1 = X_2 \quad h/l$$

En effet, d'après l'équilibre statique du noeud intermédiaire schématisé ci-dessous :

La somme des moments par rapport au point p donne :



$$\sum M/p = X_1 (1/2 + 1/2) - X_2 h = 0$$

Soit, $X_1 = X_2 \quad h/l$ (5)

Récapitulation :

$$X_1 = X_m = V_i / 2(m-1)$$

$$X_2 = X_3 = \dots = X_{m-1} = V_i / (m-1)$$

$$X_1 = X_2 \quad h/l$$

III.4/ LE PREDIMENSIONNEMENT PROPREMENT DIT :

Le but principal du prédimensionnement est la détermination des sections des différents éléments (poteaux et poutres) constituant le portique autostable.

III.4.1/ Principe :

Le prédimensionnement peut être accompli selon deux critères distincts : le critère de résistance et le critère de limitation des déplacements.

Cependant, à cause de la grande flexibilité des portiques autostables, le critère de limitation des déplacements est utilisé en priorité dans la procédure de prédimensionnement. Le critère de résistance servira par la suite à la vérification de la résistance et de la stabilité des éléments ainsi obtenus vis à vis des charges les sollicitant. (Ceci étant valable pour les ouvrages conçus en zone de moyenne et de forte sismicité).

Le déplacement relatif d'étage dans les portiques autostables est alors déterminé, à partir des formules de déplacement établies dans le second chapitre de ce manuscrit. Néanmoins, pour un prédimensionnement, seuls les déplacements de type cisaillement seront pris en considération dans les calculs.

De plus, les termes tenant compte des contraintes de cisaillement seront négligés par rapport aux termes de flexion.

Le déplacement relatif d'étage sera donc donné par l'expression simplifiée suivants :

$$\Delta_e = \frac{X \cdot h^3}{12 E I_p} + \frac{X l h^2}{12 E I_t}$$

où X : étant l'effort de cisaillement revenant au poteau intermédiaire sous l'effet des charges latérales.

l, h : sont respectivement la longueur de poutre et la hauteur d'étage.

I_p, I_t : sont respectivement les inerties du poteau et de la poutre.

Le critère de limitation des déplacements relatifs, défini par les règles RPA 88, impose un déplacement limite [Δ] tel que :

$$[\Delta] = 0,0075 \cdot h \quad \text{où } h : \text{ hauteur relative d'étage .}^*$$

L'application du critère de limitation des déplacements conduit à une inéquation à deux inconnues I_p et I_t qui sont respectivement les inerties du poteau et de la poutre .

$$\text{Soit , } \Delta_e = \frac{X \cdot h^3}{12 E I_p} + \frac{X l h^2}{12 E I_t} \leq [\Delta] = 0,0075 h$$

La procédure de calcul consistera donc à fixer l'une des deux inconnues (I_p par exemple) et de déduire la seconde à partir de l'inéquation .

Les sections des éléments étant maintenant connues , il est possible d'effectuer les différentes vérifications concernant leurs résistance et stabilité de manière à avoir des sections optimales (prédimensionnement économique) .

II.4.2/ Calcul des sollicitations :

Les sollicitations revenant aux différents éléments des portiques proviennent des combinaisons entre les actions sismiques horizontales et les charges verticales (permanentes et variables) . L'évaluation des sollicitations est donc faite sachant que les poteaux travaillent en flexion composé alors que les poutres travaillent en flexion simples sous l'effet des sollicitations .

III.4.2.1/ Sollicitations dans les poteaux :

* : Article 3.2.1.7 des règles RPA 88

1/ Les forces sismiques latérales induisent aux différents niveaux du portique, des moments de renversement calculés à partir du point d'inflexion du niveau considéré (d'après l'hypothèse de la méthode portal).

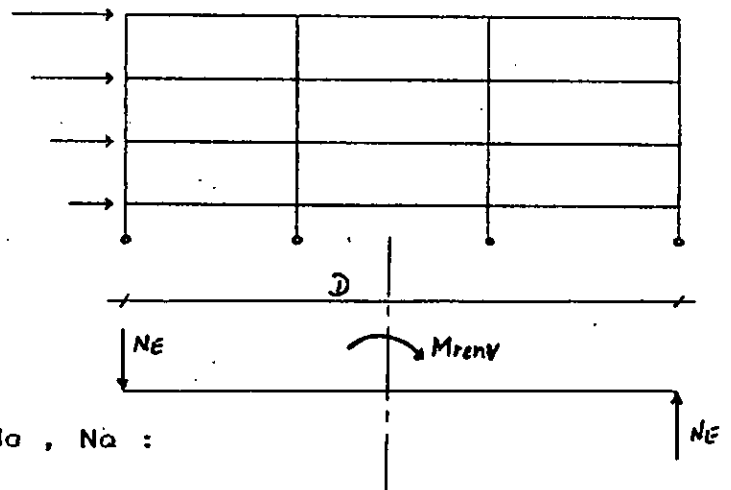
Le moment de renversement sera repris par un couple de forces axiales, développées dans les poteaux de rive uniquement (conformément à la 4ème hypothèse de la méthode portal).

Par conséquent, pour un niveau donné, l'effort normal N_E dû aux charges sismiques latérales sera donné par l'équilibre statique suivant :

$$N_E \times D = M_{ren}$$

$$\text{Soit, } N_E = \frac{M_{renV}}{D}$$

où : D : étant la longueur du portique autostable.



2/ Sous charges verticales : N_0 , N_0 :

Les efforts normaux N_0 et N_0 sous charges verticales (permanentes et variables) seront évalués par le biais de la descente de charge jusqu'au niveau considéré.

De plus, pour les portiques dépassant les 5 niveaux, la loi de dégression des charges est appliquée pour déterminer la surcharge d'exploitation à prendre en compte dans le niveau considéré.

3/ Le moment fléchissant M_E dû aux charges sismiques latérales est alors donné par les expressions suivantes en fonction de la position

du poteau :

$$M_E = \begin{cases} X_2 \frac{h}{2} & \text{poteaux intérieurs} \\ X_1 \frac{h}{2} & \text{poteaux de rive} \end{cases}$$

- Les moments fléchissants M_a et M_b dus aux charges verticales (permanentes et variables) sont négligeables devant le moment M_E dû au chargement sismique .

Soit , $M_a \cong 0$ et $M_b \cong 0$

4/ Combinaisons d'actions :

Les poteaux dans les ossatures métalliques autostables doivent être dimensionnées pour la combinaison des charges suivante :

$$G + Q + 1.2 E \quad (\text{Article 3.1.11 des RPA 88})$$

En conséquence , les sollicitations seront données par :

$$\begin{cases} N = N_0 + N_Q + 1.2 N_E \\ M = 1.2 M_E \end{cases}$$

Remarques :

a- Une autre combinaison des actions ^{donnée} par les règles CM66 peut être utilisée notamment : $4/3 G + 3/2 Q$.

Toutefois , la combinaison des RPA 88 citée ci-dessus est toujours prépondérante (plus défavorable) dans le cas des portiques autostables étudiés .

b- Le poteau à dimensionner travaillera donc en flexion composée sous les efforts N et M ainsi obtenus .

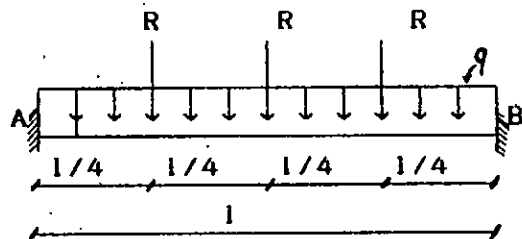
Toute vérification sera donc faite sur la base des sollicitations ainsi déterminées et moyennant les règles de calcul et de vérification en vigueur .

III.4.2.2/ Sollicitations dans les poutres :

Schéma statique :

Le schéma statique de la poutre est donné comme l'indique la figure ci-contre .

R étant l'action des solives supportant le plancher sur la poutre considérée .



Soit , $R = R_0 + R_a$

Les actions permanentes et d'exploitation R_0 et R_a seront données en fonction du type de plancher comme suit :

$$\text{Plancher courant : } \begin{cases} R_0 = G_c \cdot 1/2 \cdot 1/4 = G_c l^2/8 \\ R_a = Q_c \cdot 1/2 \cdot 1/4 = Q_c l / 8 \end{cases}$$

$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} R_0 = G_t \cdot 1/2 \cdot 1/4 = G_t l^2/8 \\ R_a = Q_t \cdot 1/2 \cdot 1/4 = Q_t l / 8 \end{cases}$$

q : étant la charge permanente par unité de longueur due au poids

propre du mur extérieur seulement .

(le pourcentage de vide étant pris en considération)

$$q = G_{murext} \cdot h$$

Moyennant les formules de résistance des matériaux on peut donc écrire ce qui suit :

Le moment de flexion sollicitant la poutre sera donnée par :

$$M = \frac{5 R l^3}{16} + q \frac{l^2}{12}$$

En conséquence ,

- sous charges permanentes : $M_0 = \frac{5 R_0 l^3}{16} + q \frac{l^2}{12}$

- sous charges variables : $M_0 = \frac{5 R_0 l^3}{16}$

- sous charges sismiques : $M_E = X_3 \frac{l}{2}$

où X_3 : étant l'effort tranchant repris par la poutre sous charges latérales .

Combinaison d'actions :

Les poutres dans les portiques métalliques autostables sont dimensionnés pour la combinaison des charges suivantes :

$$G + Q + E$$

Le moment fléchissant final sera donc donné par :

$$M = M_0 + M_0 + M_E$$

III.4.3/ Vérfications :

Les sections des poteaux et poutres étant maintenant fixées , de plus les sollicitations ont été calculées , il est nécessaire d'effectuer les différentes vérifications nécessaires de la résistance et la stabilité de ces éléments .

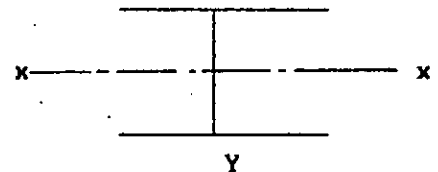
Les éléments des portiques autostables étant des profilés métalliques, la vérification sera faite selon les règles CM66 en vigueur .

III.4.3.1/ Vérification du poteau :

- Calcul de la longueur de flambement selon le plan (x - x)

Dans le plan de flambement x - x , les liaisons sont telles que la longueur de flambement l_{fy} est donnée par :

$l_{fy} = l_0 = h$ (poteau bi-articulé dans le plan x - x)



- Longueur de flambement dans le plan (Y-Y) :

Le poteau n'est pas parfaitement encastré dans le plan (Y-Y). C'est pourquoi, la longueur de flambement dans ce plan sera donnée par l'expression :

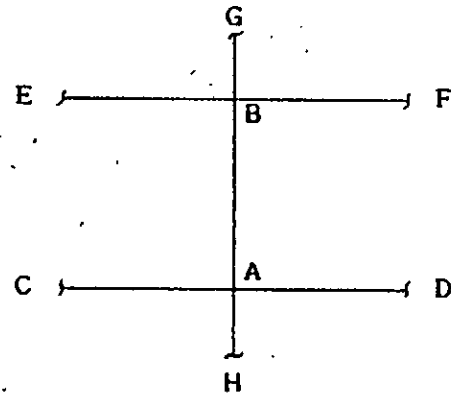
$$\frac{l_{fx}}{l_c} = \sqrt{\frac{1,2 + 2,4 (K_A + K_B) + 1,1 K_A K_B}{K_A + K_B + 5,5 K_A K_B}}$$

(Article 5,134 : CM66)

où K_A et K_B sont les coefficients d'encastrement donnés par :

$$K_A = \frac{\frac{l_{AD}}{l} + \frac{l_{AC}}{l}}{\frac{l_{AD}}{l} + \frac{l_{AC}}{l} + \frac{l_{AB}}{h} + \frac{l_{AH}}{h}}$$

$$K_B = \frac{\frac{l_{BE}}{l} + \frac{l_{BF}}{l}}{\frac{l_{BE}}{l} + \frac{l_{BF}}{l} + \frac{l_{BA}}{h} + \frac{l_{BG}}{h}}$$



- Calcul de l'élanement mécanique :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = l_{fx} / i_x \\ \lambda_y = l_{fy} / i_y \end{array} \right\} \rightarrow \lambda = \max (\lambda_x , \lambda_y)$$

- Calcul de la contrainte σ_k : $\sigma_k = \pi^2 E / \lambda^2$

- Calcul de la contrainte σ : $\sigma = N / A$

(contrainte de compression)

$$\mu = \sigma_k / \sigma ; K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} ; K_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3}$$

- Calcul de la contrainte de flexion : $\rho = M/W = Ml/v$

Il faudra vérifier pour chaque poteau dimensionné que :

$$k_1 \sigma + k_f \rho_f \leq \sigma_{en} = 30 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

où : σ_k : contrainte utile .

μ : coefficient d'éloignement de l'état critique .

K_1 : coefficient d'amplification des contraintes de

compression simple .

K_f : coefficient d'amplification des contraintes de flexion .

III.4.3.2/ Vérification de la poutre :

La poutre travaillant essentiellement en flexion simple , il faudra vérifier que la contrainte de flexion σ_f ne dépasse pas la limite élastique nominale et que la flèche reste admissible .

- Condition de résistance :

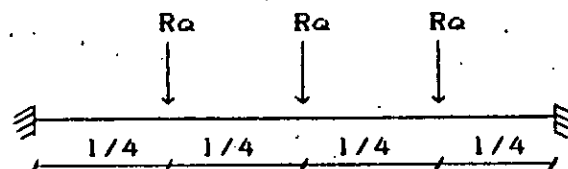
$$\sigma_f = M / W_x = M / I_x / v < \sigma_{en} = 30 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

$$\sigma_f \leq \sigma_{en}$$

- Condition de flèche :

La flèche est calculée sous l'effet des surcharges d'exploitation non pondérées (Q) seulement . D'après les formules de résistance des matériaux on a :

$$f_{max} = \frac{R Q \cdot l^3}{96 E I}$$



$$f_{max} \leq [f] = l / 300$$

Remarque :

1/ Les poutres les plus sollicitées en flexion sont les poutres intermédiaires de chaque niveau de portique . Par conséquent , les vérifications de résistance et de flèche seront faites sur ces poutres et la section obtenue sera uniformisée sur tout le niveau . C'est à dire qu'on adoptera la même dimension pour les poutres intermédiaires et de rive .

2/ Pour des raisons pratiques , les dimensions de poteaux pour un niveau donné , après prédimensionnement , seront aussi adoptées pour les poteaux du niveau suivant (au dessus) .

De cette manière , seuls les niveaux de chiffre impairé seront prédimensionnés selon la procédure citée antérieurement .

Les niveaux de chiffre paire auront les mêmes dimensions que les niveaux impaires les précédant directement .

III.4.4/ Etude sur un exemple :

Afin d'illustrer les étapes principales de la procédure de prédimensionnement , il est intéressant de suivre l'étude complète du portique autostable (R+7) ; $h = 3,6$ m ; 4 files de poteaux ci-après :

- Données :

Nombre d'étages : $n = 7$,

Hauteur de niveau : $h = 3,6$ m .

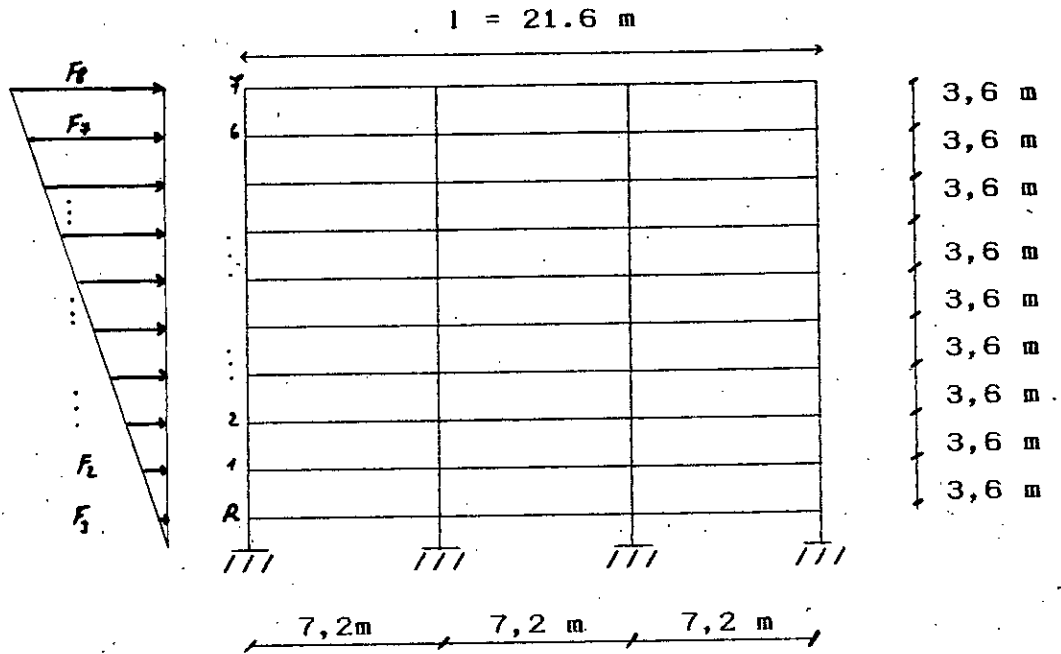
Nombre de files de poteaux : $N = 4$.

Coefficient d'accélération de zone : $A = 0,15$

Facteur de comportement de la structure : $B = 1/5 = 0.2$.

Facteur de qualité : $Q = 1,15$.

Nature du sol : sol ferme .



- Calcul des efforts aux différents niveaux :

Il est à noter que les efforts sismiques horizontaux représentent la moitié des charges obtenues à partir de la répartition des RPA 88 .

Cela est dû à la présence de deux portiques autostables dans le sens transversal du bâtiment . (Les planchers étant aussi des diaphragmes rigides) :

Niveau K	Force sismiques horizon- tales $F_k(t)$	Efforts tranchant de niveau rive $-V_k(t)$	Moments de renverse- ment $M_{k\text{renv}}(t.m)$	Effort tranchant poteaux $X_1(t)$	Effort tranchant poteaux interieur $X_2(t)$	Effort tranchant poutres $X_t(t)$
8	24.26	0.0	43.67	4.04	8.09	4.04
7	17.70	24.26	162.89	6.99	13.99	6.99
6	15.18	41.97	341.29	6.52	19.05	9.52
5	12.65	57.14	569.77	11.63	23.26	11.63
4	10.12	69.79	839.22	13.32	26.64	13.32
3	7.59	79.91	1140.54	14.58	29.16	14.58
2	5.06	87.49	1464.62	15.43	30.85	15.43
1	2.53	92.55	1802.37	15.85	31.69	15.85
0	0.0	95.08	-	-	-	-

Calcul des sollicitations : prédimensionnement :

a- poteaux : X_1, X_2 : efforts tranchants dans le poteau de rive et intérieur respectivement .

1		3		5		7		Ni- veaux	
poteau de riv	poteau inté.	poteau de riv	poteau intér.	poteau de riv	poteau intér.	poteau de rive	poteau intér.		
81.31	122.71	60.41	92.18	39.50	61.65	18.60	31.11	Na	Solli- cita- tions en (t) (t.m)
25.60	51.19	20.74	41.47	14.42	28.84	6.16	12.31	Na	
83.44	0.0	52.80	0.0	26.38	0.0	7.54	0.0	NE	
15.85	/	14.58	/	11.63	/	6.99	/	X_1	
/	31.69	/	29.16	/	23.26	/	13.99	X_2	
28.52	57.05	26.25	52.50	20.94	41.87	12.59	25.18	ME	
207.04	173.91	144.51	133.65	85.58	90.48	33.81	43.43	N	G + Q + 1.2E
34.23	68.46	31.50	63.00	25.12	50.25	15.11	30.22	M	
HEA450	HEA550	HEA360	HEA500	HEA300	HEA400	HEA240	HEA300	choix des pro- files	cont rain tes daN/ mm ² Flam be- ment plan y-y Flam be- ment plan x-x coef d'amp des ctes véri- fica tions
11.63	8.21	10.12	6.77	7.61	5.69	4.40	3.86	σ	
11.80	16.50	16.67	17.75	19.94	21.75	22.38	23.98	σ_f	
26.99	21.71	40.44	30.75	40.48	32.57	44.62	36.73	λ_x	
510.18	499.25	614.72	645.77	514.13	547.12	450.66	466.47	I_{fx}	
49.38	50.35	48.45	49.72	48.06	49.05	60.00	48.06	λ_y	
360.00	360.00	360.00	360.00	360.00	360.00	360.00	360.00	I_{fy}	
1.05	1.03	1.04	1.03	1.03	1.02	1.03	1.01	K_1	
1.26	1.18	1.21	1.14	1.15	1.11	1.13	1.07	K_f	
27.06	27.94	30.67	27.18	30.71	30.00	29.84	29.59	$K_{1\sigma^+}$	
≤ 30	≤ 30	admise	≤ 30	admise	≤ 30	≤ 30	≤ 30	$K_f \sigma \leq \sigma_{en}$	

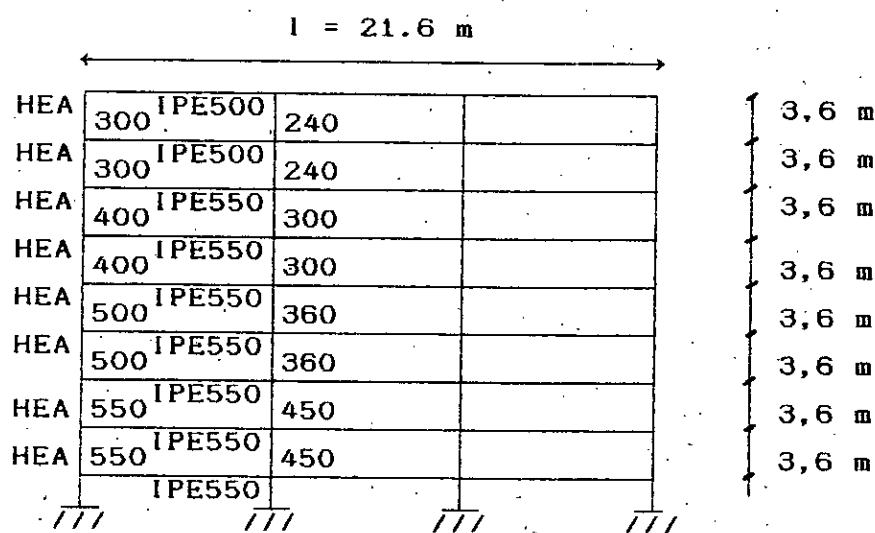
b- Poutres :

1	2	3	4	5	6	7	8	
31.69	30.85	29.16	26.64	23.26	19.05	13.99	8.09	$X_2(t)$
HEA550	HEA550	HEA500	HEA500	HEA400	HEA400	HEA300	HEA300	poteaux choisis
111900	111900	86980	86980	45070	45070	18260	18260	$I_p(cm)$
53942.38	/	51939.13	/	49381.55	/	40418.92	/	I_t calculé (cm^2)
IPE550	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550	IPE500	IPE500	choix de la poutre
15.85	15.43	14.58	13.32	11.63	9.52	6.99	4.04	$X_t(t)$
8.80	8.80	8.80	8.80	8.80	8.80	8.80	8.93	$M_0(t.m)$
5.47	5.47	5.47	5.47	5.47	5.47	5.47	1.46	$M_a(t.m)$
57.05	55.55	52.50	47.95	41.87	34.27	25.18	14.54	$M_E(t.m)$
71.31	69.82	66.76	62.22	56.14	48.54	39.45	27.51	$M(t.m)$
29.23	28.61	27.36	25.50	23.01	19.89	20.44	14.25	$\sigma(daN/mm^2)$
29.23	28.61	27.36	25.50	23.01	19.89	20.44	14.25	$\sigma \leq$
≤ 30	≤ 30	≤ 30	≤ 30	≤ 30	≤ 30	≤ 30	≤ 30	σ_{en}
6.70	6.7	6.7	7.0	6.7	7.0	9.33	7.0	$f \leq$
$.10^{-2}$	$.10^{-2}$	$.10^{-2}$	$.10^{-2}$	$.10^{-2}$	$.10^{-2}$	$.10^{-2}$	$.10^{-2}$	[f]
0.067	0.067	0.067	0.07	0.067	0.07	0.093	0.07	
≤ 24	≤ 2.4	≤ 2.4	≤ 2.4	≤ 2.4	≤ 2.4	≤ 2.4	≤ 2.4	

X_2 : étant l'effort tranchant dans le poteau .

X_3 : étant l'effort tranchant dans la poutre .

Les poutres d'un même niveau sont toutes identiques .
 A partir des résultats donnés par les deux tableaux précédents tout le portique autostable envisagé a été prédimensionné .
 Pour des raisons économiques les sections des différents éléments ont été optimisées au maximum en se rapprochant de plus en plus vers la limite élastique nominale $\sigma_{en} = 30 \text{ daN/mm}^2$.



portique autostable (R + 7)

$h = 3,6 \text{ m}$; 4 files de poteaux .

- Les résultats obtenus après prédimensionnement sont repris dans le schéma détaillé du portique ci-dessus .

- La structure étant symétrique , les travées égales, les dimensions des poteaux intérieurs et de rive sont respectivement identiques entre elles .

CONCLUSION :

Les portiques autostables nécessaires à l'étude seront prédimensionnés de la même manière que précédemment et ce, par un programme complet permettant de reprendre toutes les étapes de calculs et de vérifications notamment, l'étude sismique, la détermination des sollicitations, le choix des sections et la vérification des différents niveaux du portique autostable considéré.

Les résultats des calculs des prédimensionnements concernant les portiques considérés ne sont pas donnés pour le moment, mais ils seront repris par la suite dans l'analyse des déplacements de chaque portique.

Le maximum d'informations sur ces résultats sera donné plus tard, quand la nécessité prime. Ce choix est donc fait dans le but de réduire le volume du manuscrit. Le lecteur pourra suivre les résultats donnés par le programme sur la base de l'exemple traité en détail ci-avant.

Le prédimensionnement demeure une étape principale et très importante pour la présente étude. En effet, la manière dont ce prédimensionnement est accompli peut influencer, dans une très large mesure, sur les résultats finaux en terme de déplacements.

C'est pourquoi, nous nous sommes restreints à la procédure couramment admise et suivie dans les bureaux d'étude en Algérie; laquelle étant préconisée par les règlements en vigueur (RPA 88 et CM66).

CHAPITRE IVANALYSEDES PARAMETRES DE DEPLACEMENT

VI.1/ INTRODUCTION :

Cette étude consiste en l'analyse des déplacements dans les portiques métalliques autostables, préalablement prédimensionnés selon la procédure déjà exposées précédemment.

Les déplacements de ces portiques sont calculés à partir de deux méthodes distinctes, que ce soit dans le principe ou dans les résultats obtenus.

La première méthode est basée sur l'utilisation des formules établies dans les chapitres précédants, pour les différentes composantes du déplacement, à savoir, la composante Δ_p due à la flexion des poteaux, Δ_t due à la flexion de la poutre, Δ_n due à la distorsion du noeud et la composante Δ_f due à la flexion globale du portique.

Cette première étude fera l'objet de l'actuel chapitre et permettra de déterminer des déplacements relatifs d'étages entre niveaux adjacents.

La deuxième méthode est plutôt basée sur l'exploitation des résultats de déplacements obtenus en utilisant le logiciel de calcul des structures "SAP 80".

Cette deuxième étude fera l'objet du chapitre suivant ; les déplacements calculés dans ce cas représentent des déplacements de niveaux par rapport à la base du portique considéré . Il est à noter que pour ces deux procédures , seuls les déplacements latéraux sous charges sismiques horizontales sont examinés (voir chap. I et II) .

a/ Principe :

Les déplacements dans les portiques autostables sont régis par un certain nombre de paramètres intervenant , soit directement ou indirectement dans les formules des différentes composantes du déplacement (voir Δ_p , Δ_t , Δ_n et Δ_f) .

Ces facteurs sont notamment , la hauteur de niveau h , le nombre de niveau n , le nombre de files de poteaux N (donc la longueur de travée l par opposition au nombre N des files) ainsi que les dimensions des profilés métalliques constituant l'ossature .

Pour analyser les influences de ces paramètres , l'effet de chaque facteur , inclu dans les formules des différentes composantes de déplacement , sera étudié isolément pour chacune de ces composantes.

Pour cela , il est supposé que tous les autres facteurs restent constants quand seulement le facteur à examiner varie .

Cependant , il n'est point considéré , ni même supposé que ces facteurs sont indépendants les uns des autres ou qu'ils le sont par rapport aux autres influences possibles .

b/ Remarque importante :

L'étude de la variation des différentes composantes du déplacement en fonction des paramètres d'influence peut paraître simple pour des portiques hypothétiques . En effet , pour ces portiques idéaux , il est toujours possible d'examiner un seul paramètre tout en gardant constants les autres facteurs , ceci est loin d'être le cas des portiques prédimensionnés selon la procédure réglementaire .

L'importance de cette présente étude est liée au fait qu'elle tient compte de cas réels de prédimensionnements pour lesquels , la variation de ces paramètres est très inattendue et assez irrégulière .

Elle permettra , par conséquent , de mieux visualiser l'influence et l'impact du prédimensionnement sur ces différentes variations . Une idée très satisfaisante sera donnée à l'ingénieur projeteur pour mieux choisir les différents facteurs dans la conception même des portiques autostables .

IV.2/ ANALYSE DES DIFFERENTES INFLUENCES :

Cette analyse est basée sur les résultats des calculs de déplacements moyennant les formules des différentes composantes définies antérieurement .

Dans un but de cohérence et pour mieux exploiter les résultats par la suite et donc conclure , il serait intéressant de fixer (choisir) un niveau particulier pour lequel l'étude de tous les paramètres sera faite pour les portiques étudiés . Soit , par exemple , l'avant dernier niveau .

Par conséquent, les composantes de déplacement Δ_p , Δ_t , Δ_n et Δ_f respectivement dues à la flexion des poteaux, des poutres, à la distorsion du noeud et à la flexion globale du portique, sont calculées pour l'avant dernier niveau de chaque portique prédimensionné.

Les résultats obtenus pour ces déplacements sont donnés sous forme de tableaux (annexe 2) pour ne pas encombrer d'avantage cette présente étude.

Ces résultats seront utilisés par la suite pour le tracé des différents graphes nécessaires à l'argumentation de l'analyse envisagée.

Il sera clairement remarqué qu'un maximum d'informations, concernant le prédimensionnement, est donné à coté de chaque graphe, pour permettre au lecteur de suivre toutes les influences possibles. Ce qui remplacera le fait de donner tout résultat du prédimensionnement de manière isolée.

Analysons donc l'influence des différents facteurs sur les composantes de déplacement sur la base de l'interprétation des différents graphes obtenus.

Il est à noter, une autre fois, que seul le paramètre examiné peut varier dans une courbe quelconque étudiée.

D'après les formules des différentes composantes du déplacement, la hauteur de niveau h prend part dans chacune de leurs expressions. Cette influence de h tantôt directe, ^{ou indirecte}, diffère d'une composante à une autre.

L'influence des autres facteurs sera étudiée sur la base de

leurs effets sur cette variation des différentes composantes en fonction de la hauteur de niveau .

IV.2.1- Composante Δ_p :

La composante Δ_p du déplacement due à la flexion des poteaux est fonction du cube de la hauteur de niveau .

soit à considérer les résultats des tableaux [1.a, 1.b, 1.c] (annexe 2), correspondant aux valeurs de la composante Δ_p en fonction de h .

Les courbes de variation du déplacement Δ_p (dû à la flexion de poteaux) en fonction du cube de la hauteur de niveau sont obtenues, en gardant constants les autres facteurs influençant cette composante .

Une courbe $\Delta_p = f(h^3)$ représente donc la variation en fonction de h^3 du déplacement Δ_p pour :

- Un niveau fixé : l'avant dernier niveau de portique .
- Un portique bien déterminé : $R + 3$, $R + 7$ ou $R + 13$.
- Un nombre de files de poteaux fixé : 4, 5, 6 ou 7 files .
- Et de plus avec une profondeur de poteau constante d_p .

Examinons donc les graphes ci-joint et déterminons la variation de Δ_p en fonction h^3 . (figure 1) .

a/ Interprétation :

Les courbes $\Delta_p = f(h^3)$ sont toutes des droites affines (ne passant pas par l'origine) . Ces droites passent par tous les points avec une assez bonne précision .

La composante Δ_p de déplacement due à la flexion de poteaux

augmente linéairement en fonction du cube de la hauteur de niveau .

Il faut remarquer que ceci reste valable tant que les autres facteurs influençant cette composante demeurent constants et invariables .

Par ailleurs, l'analyse des différentes courbes permet de donner une idée assez claire sur l'influence de ces autres facteurs de déplacement sur la variation de Δ_p en fonction de h^3 . En effet, le déplacement Δ_p dû à la flexion de poteaux est augmenté considérablement par le nombre de files de poteaux, à condition que la profondeur de poteau reste constante ou à la limite diminue .

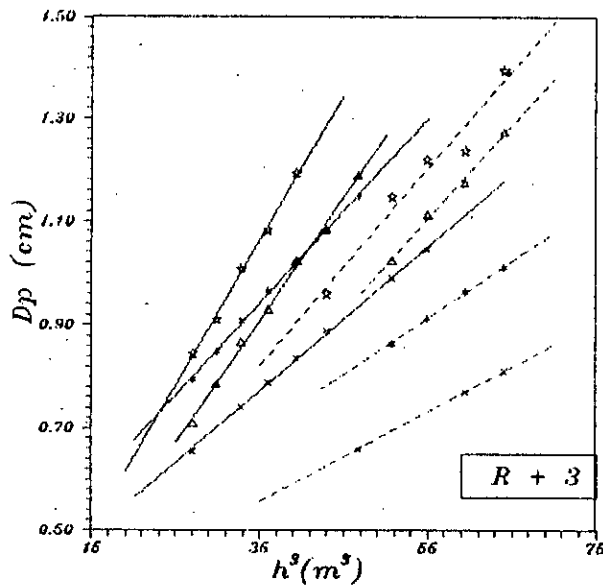
* De plus, la composante Δ_p est réduite d'une manière considérable par toute augmentation importante de la profondeur de poteau .

Il suffit de comparer, par exemple, les deux droites correspondant au portique (R+3) à 5 files de poteaux. Le passage de la valeur $d_p = 250$ mm à la profondeur $d_p = 270$ mm entraîne une diminution de presque 30% de la composante Δ_p .

Donc, malgré l'importance de la hauteur de niveau dans l'expression de la composante Δ_p ($\Delta_p = f(h^3)$) , il s'avère que l'influence du prédimensionnement peut être prépondérante, s'il favorise une augmentation de la profondeur de poteau d_p (ie de l'inertie I_p^{**}) .

Ceci est assez visible lors du passage du portique (R+3) au (R+7) jusqu'au portique (R+13), car les droites se redressent un peu vers le bas . En fait, cela s'explique par l'augmentation

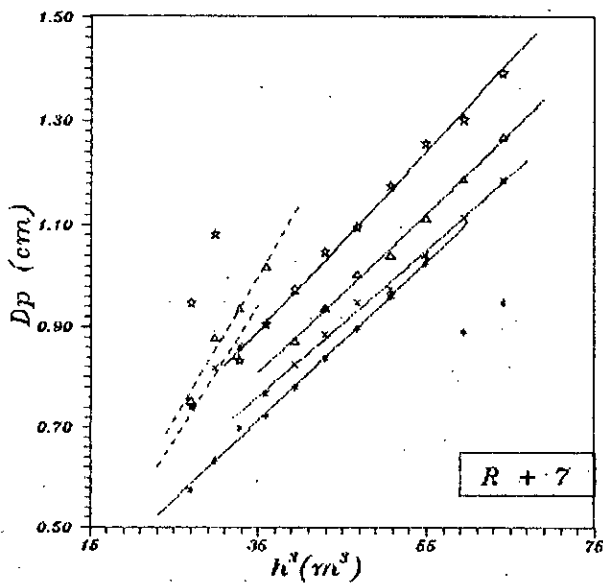
** voir annexe 3 de ce manuscrit



INFLUENCE DE LA HAUTEUR D'ETAGE
SUR LA COMPOSANTE D_p

$$D_p = F(h^3)$$

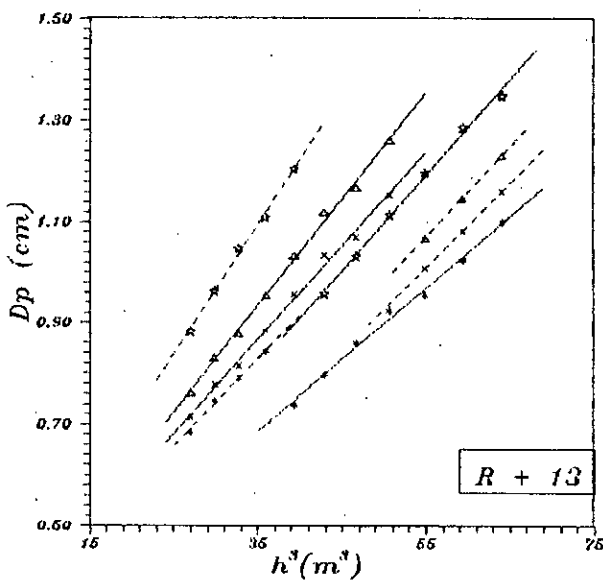
- ***** 5 files HEA 280, dp=270
- ***** 5 files HEA 260, dp=250
- ***** 4 files HEA 300, dp=290
- ***** 4 files HEA 280, dp=270
- ***** 6 files HEA 240, dp=230
- ***** 6 files HEA 260, dp=250
- ***** 7 files HEA 240, dp=230
- ***** 7 files HEA 220, dp=210



INFLUENCE DE LA HAUTEUR D'ETAGE
SUR LA COMPOSANTE D_p

$$D_p = F(h^3)$$

- ***** 4 files HEA 330, dp=320
- ***** 4 files HEA 320, dp=310
- ***** 5 files HEA 280, dp=270
- ***** 5 files HEA 260, dp=250
- ***** 6 files HEA 260, dp=250
- ***** 6 files HEA 240, dp=230
- ***** 7 files HEA 240, dp=230
- ***** 7 files HEA 220, dp=210



INFLUENCE DE LA HAUTEUR D'ETAGE
SUR LA COMPOSANTE D_p

$$D_p = F(h^3)$$

- ***** 4 files HEA 300, dp=290
- ***** 4 files HEA 280, dp=270
- ***** 5 files HEA 260, dp=250
- ***** 5 files HEA 280, dp=270
- ***** 6 files HEA 240, dp=230
- ***** 6 files HEA 260, dp=250
- ***** 7 files HEA 240, dp=230
- ***** 7 files HEA 220, dp=210

Figure 1

des sections de profilés quand le nombre de niveaux augmente de 3 à 13 niveaux au dessus du rez-de-chaussée .

* Il apparait aussi clairement que les pentes des différentes droites ainsi obtenues sont très peu variables .

En effet, ces droites sont presque parallèles pour des nombres de files de poteaux variables et ce même si le nombre de niveau a augmenté .

Le coefficient de proportionalité de la composante Δ_p au cube de la hauteur de niveau est donc très faiblement atteint . Ce coefficient étant essentiellement lié à la charge sismique horizontale H , celle ci n'a donc pas d'influence appréciable sur la composante Δ_p .

En conclusion , on dira que :

* La contribution au déplacement de la composante Δ_p du déplacement (dûe à la flexion des poteaux) est proportionnelle au cube de la hauteur de niveau .

* Cette même contribution est d'une part augmentée par le nombre de files de poteaux, d'autre part diminuée considérablement par la profondeur de poteau d_p (ie par l'inertie du poteau I_p) .

b/ Influence de l'inertie : I_p

D'après les formules des différentes composantes du déplacement, les inerties des poutres et des poteaux affectent essentiellement les composantes Δ_p et Δ_t dues aux flexions respectives des poteaux et des poutres .

Les résultats suivants, correspondant à l'évolution de ces inerties en fonction des profondeurs des éléments sont admis :¹

* Le moment d'inertie I_p du poteau varie approximativement comme le carré de sa profondeur : d_p^2

On étudiera la variation de Δ_p en fonction de d_p^2 pour l'influence de l'inertie du poteau sur la composante Δ_p .

Soit à considérer les résultats des tableaux [1.A, 1.b, 1.c] (annexe 2) correspondant aux valeurs de Δ_p en fonction de la profondeur d_p pour les différents portiques envisagés.

Les courbes de variation du déplacement Δ_p dû à la flexion des poteaux, en fonction du carré de la profondeur d_p^2 du poteau, sont obtenues en maintenant constant tout autre facteur d'influence possible.

Soit alors les graphes de la figure 2 ci-joint.

em

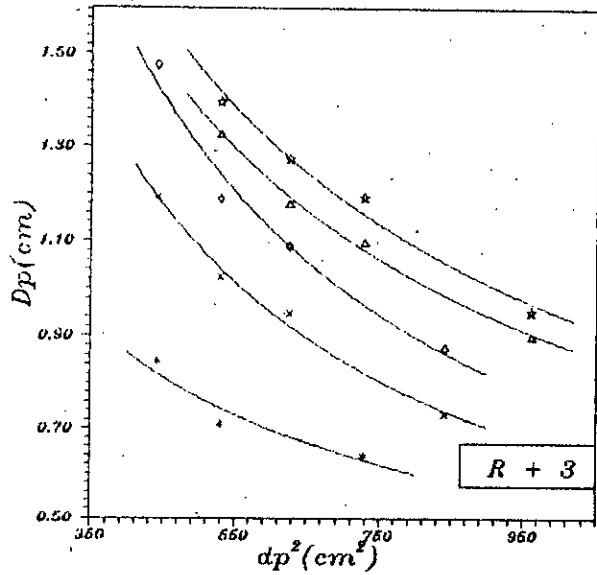
c/ Interprétation :

Les courbes $\Delta_p = f(d_p^2)$ sont des hyperboles de la forme A/x , reliant tous les points avec une bonne précision. La composante Δ_p du déplacement due à la flexion des poteaux est donc inversement proportionnelle au carré de la profondeur. Il est clair que ceci n'est valable que si les autres facteurs restent constants quand d_p^2 varie.

Par ailleurs l'analyse des courbes $\Delta_p = f(d_p^2)$ entre elles donne une idée générale sur l'action des autres paramètres sur cette variation.

de

1- Voir annexe 9 : Variation $I_x = f(dx^2)$

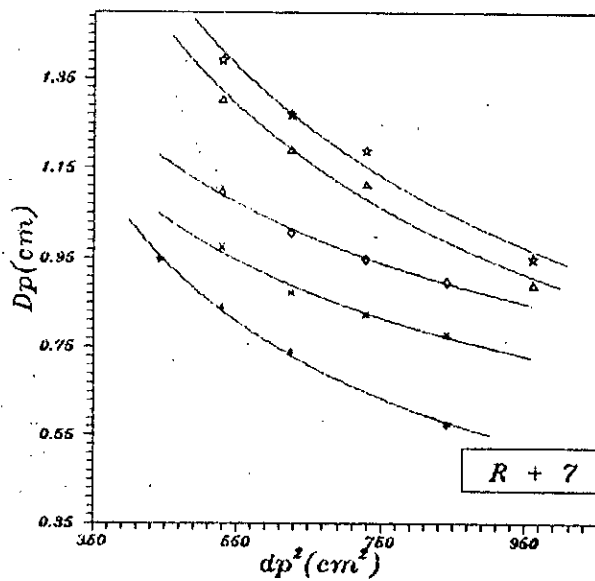


INFLUENCE DE LA PROFONDEUR
DE POTEAU
SUR LE DEPLACEMENT D_p

$$D_p = F(dp^2)$$

- ***** $h=3.0$ m : $N=4,6,7$
- ***** $h=3.4$ m : $N=4,5,6,7$
- ◊◊◊◊◊ $h=3.6$ m : $N=4,5,6,7$
- △△△△△ $h=3.9$ m : $N=4,5,6,7$
- ***** $h=4.0$ m : $N=4,5,6,7$

Nombre de files de poteaux

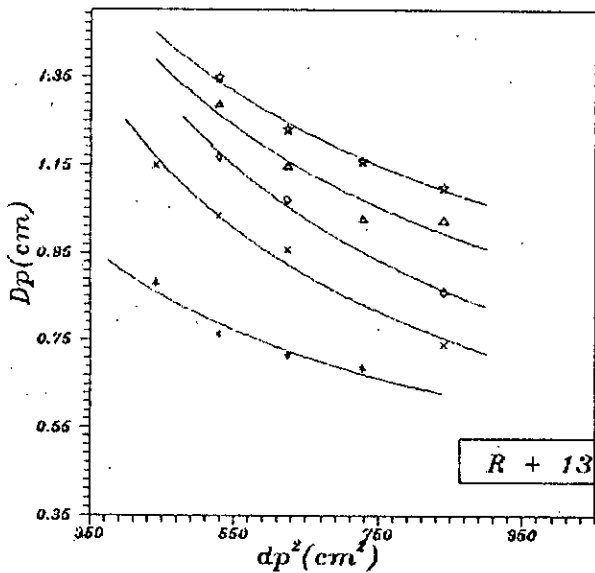


INFLUENCE DE LA PROFONDEUR
DE POTEAU
SUR LE DEPLACEMENT D_p

$$D_p = F(dp^2)$$

- ***** $h=3.0$ m : $N=4,5,6,7$
- ***** $h=3.4$ m : $N=4,5,6,7$
- △△△△△ $h=3.9$ m : $N=4,5,6,7$
- ***** $h=4.0$ m : $N=4,5,6,7$
- ◊◊◊◊◊ $h=3.6$ m : $N=4,5,6,7$

Nombre de files de poteaux



INFLUENCE DE LA PROFONDEUR
DE POTEAU
SUR LE DEPLACEMENT D_p

$$D_p = F(dp^2)$$

- ***** $h=3.0$ m : $N=4,5,6,7$
- ***** $h=3.4$ m : $N=4,5,6,7$
- ◊◊◊◊◊ $h=3.6$ m : $N=4,5,6$
- △△△△△ $h=3.9$ m : $N=4,5,6,7$
- ***** $h=4.0$ m : $N=4,5,6,7$

Nombre de files de poteaux

Figure 2

En effet , l'augmentation de la hauteur de niveau entraine une hausse considerable de cette composante Δ_p et atténue la variation $\Delta_p = f(dp^2)$. Il y'a donc une remontée des courbes (hyperboles) quand les valeurs de la hauteur de niveau vont en augmentant .

Les déplacements les plus faibles sont alors obtenus pour les portiques dont la hauteur de niveau est moindre avec de plus , des profondeurs de poteaux importantes .

D'où l'importance du prédimensionnement sur les résultats des déplacements d'étages dans les portiques autostables , et son impact sur leur comportement vis à vis des charges sismiques latérales .

En conclusion , on notera que :

- La contribution au déplacement de la composante Δ_p (dûe à la flexion des poteaux) est inversement proportionnelle à l'inertie I_p du poteau (laquelle variant directement en fonction de dp^2) sans que cela ne soit influencé par le nombre de niveaux du portique .

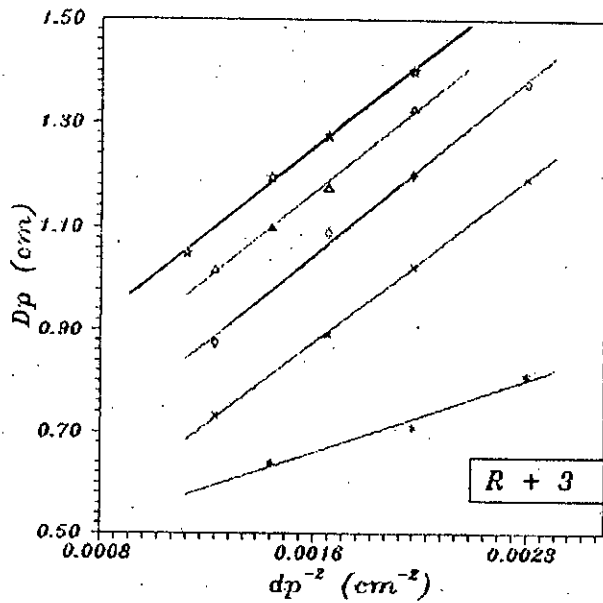
Remarque :

Une objection assez valable peut être cependant faite , concernant l'interprétation des courbes $\Delta_p = f(dp^2)$ de la figure 2.

En effet , la composante Δ_p selon ces courbes , n'est pas forcément inversement proportionnelle à dp^2 (il y'a seulement réduction de la composante Δ_p en fonction de dp^2 selon des hyperboles dont la forme a priori , n'est pas forcément en A/x) .

Pour lever toute ambiguïté , des courbes de variation de la composante Δp en fonction de l'inverse de dp^2 sont représentées par la figure 2.bis ci-jointe .

Une observation de ces différentes droites ($\Delta p = f(1/p^2)$) permet de renforcer la conclusion faite à savoir que la composante Δp est inversement proportionnelle au carré de la profondeur de poteaux .

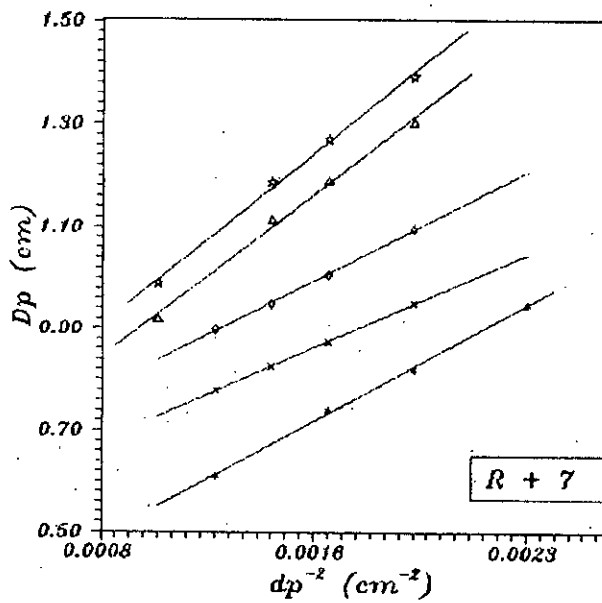


INFLUENCE DE LA PROFONDEUR
DE POTEAU
SUR LE DEPLACEMENT D_p

$$D_p = F (dp^{-2})$$

- ***** $h=3.0m : N=4,6,7$
- xxxxxx $h=3.4m : N=4,5,6,7$
- ooooo $h=3.6m : N=4,5,6,7$
- aaaaa $h=3.9m : N=4,5,6,7$
- ***** $h=4.0m : N=4,5,6,7$

N:nbre de files de poteaux

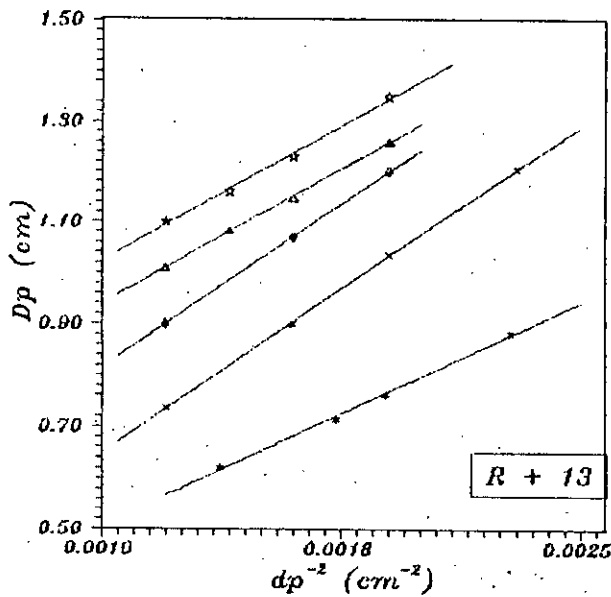


INFLUENCE DE LA PROFONDEUR
DE POTEAU
SUR LE DEPLACEMENT D_p

$$D_p = F (dp^{-2})$$

- ***** $h=3.0m : N=4,5,6,7$
- xxxxxx $h=3.4m : N=4,5,6,7$
- ooooo $h=3.6m : N=4,5,6,7$
- aaaaa $h=3.9m : N=4,5,6,7$
- ***** $h=4.0m : N=4,5,6,7$

N:nbre de files de poteaux



INFLUENCE DE LA PROFONDEUR
DE POTEAU
SUR LE DEPLACEMENT D_p

$$D_p = F (dp^{-2})$$

- ***** $h=3.0m : N=4,5,6,7$
- xxxxxx $h=3.4m : N=4,5,6,7$
- ooooo $h=3.6m : N=4,5,6$
- aaaaa $h=3.9m : N=4,5,6,7$
- ***** $h=4.0m : N=4,5,6,7$

N:nbre de files de poteaux

Figure 2. bis

IV.2.2/ Composante Δt :

La composante Δt du déplacement due à la flexion des traverses est fonction du carré de la hauteur de niveau . (voir formule 3-chap 2) .

Soit à considérer les résultats des tableaux [2-a , 2-b et 2-c¹], correspondant aux valeurs de la composante Δt en fonction de la hauteur h de niveau .

Les courbes de variation du déplacement Δt (dû à la flexion des traverses) en fonction du carré de la hauteur de niveau sont obtenues , de la même manière , en gardant constants tous les autres facteurs d'influence possibles sur cette composante Δt .

Une courbe $\Delta t = f(h^2)$ représente donc la variation de Δt en fonction h^2 pour :

- un niveau fixé : l'avant dernier niveau .
- un portique bien déterminé : R+3 , R+7 ou R+13 .
- un nombre de files de poteaux fixé : 4, 5 , 6 ou 7 files .
- Et enfin une profondeur dt de la traverse constante .

Analysons alors les graphes ci-joints (figure 3) relatifs aux variations $\Delta t = f(h^2)$ pour les différents portiques autostables envisagés .

a/ Interprétation :

Les courbes $\Delta t = f(h^2)$ sont toutes des droites affines reliant tous les points calculés avec une assez bonne précision .

1- Voir annexe 2 .

La composante Δt du déplacement due à la rotation du noeud résultant de la flexion des traverses, augmente linéairement en fonction du carré de la hauteur de niveau.

Il faut noter que ceci ne reste valable que si tous les autres facteurs influençant Δt demeurent constants.

Par ailleurs, la comparaison des droites entre elles permet de donner une meilleure idée sur l'impact des autres facteurs d'influence sur cette composante Δt étudiée.

En effet, l'augmentation du nombre de files de poteaux peut entraîner une réduction considérable de la composante du déplacement Δt , dans la mesure où la profondeur de poutre d_t reste constante ou à la limite diminue.

De plus la composante de déplacement Δt due à la flexion des traverses est réduite considérablement par l'augmentation de la profondeur de poutre d_t .

Il suffit de comparer, à titre d'exemple, les deux droites correspondant aux portiques R+7 à 5 files de poteaux. Cette diminution est de l'ordre de 30 % lors du passage de

$$d_t = 400 \text{ mm à } d_t = 450 \text{ mm seulement}$$

D'où l'importance du prédimensionnement sur les résultats finaux des déplacements. Il suffit que ce prédimensionnement entraîne une hausse de cette profondeur de poutre (donc de l'inertie I_t de la poutre¹) pour que son influence soit prépondérante, malgré que Δt varie en fonction du carré de la hauteur de niveau.

1- se référer à l'annexe 3 de ce manuscrit

- Il est clairement remarqué dans les différents graphes tracés que les pentes des différentes droites ainsi obtenues sont très peu variables .

En effet , les droites $\Delta t = f(h^2)$ sont presque toutes parallèles quand le nombre de files de poteaux varie . Ceci reste vrai même quand le nombre de niveau passe de 3 à 13 niveaux .

Le coefficient de proportionalité de la composante Δt avec le carré (h^2) de la hauteur de niveau est donc très faiblement atteint .

L'influence de la charge sismique horizontale H , en conséquence , est très insignifiante : devant les autres facteurs étudiés .

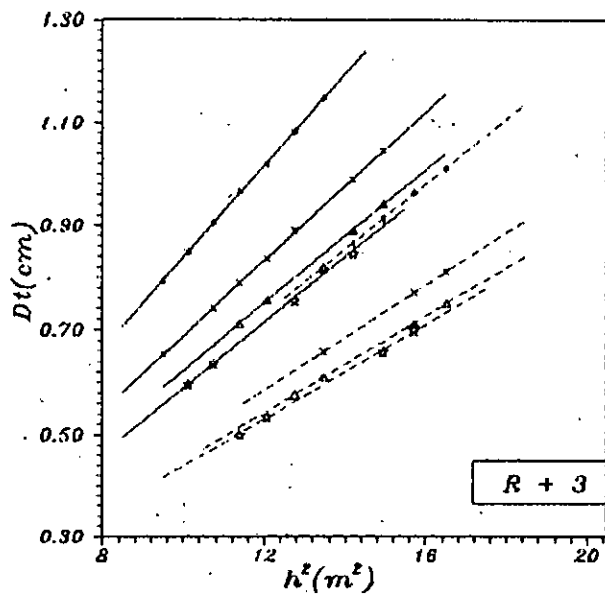
En conclusion , on notera que :

- La contribution au déplacement de la composante Δt (dûe à la flexion des traverses) est proportionnelle au carré de la hauteur de niveau (sans être influencée par le nombre de niveaux du portique).

- Cette même contribution est réduite simultanément par une augmentation respective du nombre de files de poteaux et de la profondeur de traverse d_t (ie de l'inertie de la poutre I_t en conséquence) .

Remarque :

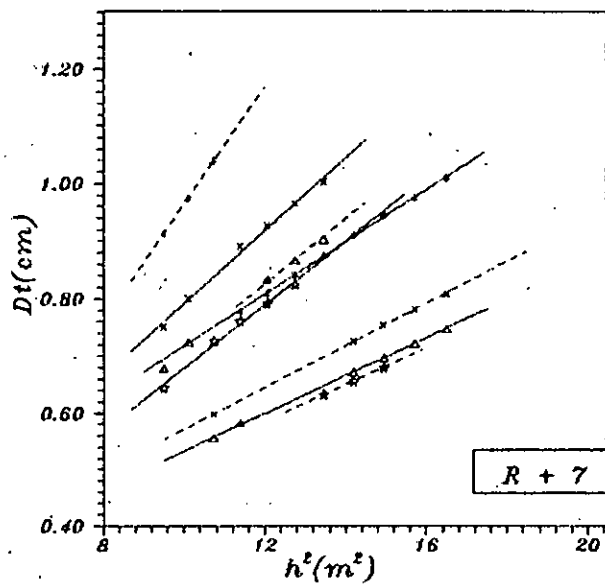
De la même façon que pour la composante Δp étudiée précédemment , la composante Δt est affectée considérablement par l'inertie de la traverse (I_t) .



**INFLUENCE DE LA HAUTEUR D'ETAGE
SUR LA COMPOSANTE Dt**

$$Dt = F (h^2)$$

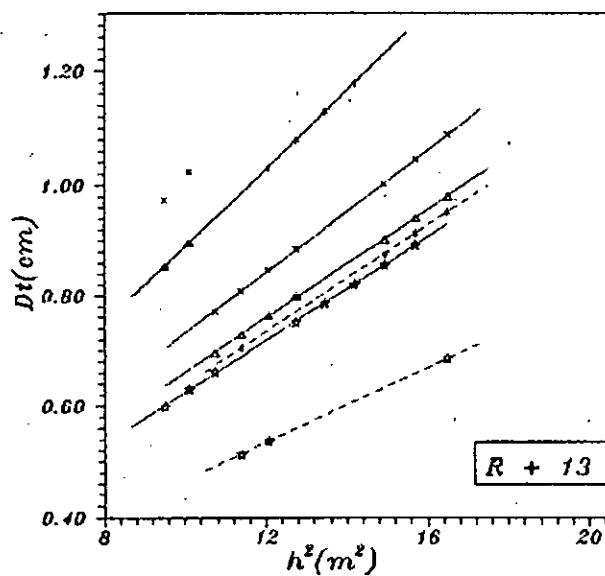
- ***** 4 files IPE 450, dt=450
- ***** 4 files IPE 500, dt=500
- ***** 5 files IPE 400, dt=400
- ***** 5 files IPE 450, dt=450
- ***** 6 files IPE 360, dt=360
- ***** 6 files IPE 400, dt=400
- ***** 7 files IPE 330, dt=330
- ***** 7 files IPE 360, dt=360



**INFLUENCE DE LA HAUTEUR D'ETAGE
SUR LA COMPOSANTE Dt**

$$Dt = F (h^2)$$

- ***** 4 files IPE 500, dt=500
- ***** 4 files IPE 450, dt=450
- ***** 5 files IPE 400, dt=400
- ***** 5 files IPE 450, dt=450
- ***** 6 files IPE 330, dt=330
- ***** 6 files IPE 360, dt=360
- ***** 7 files IPE 400, dt=400
- ***** 7 files IPE 360, dt=360



**INFLUENCE DE LA HAUTEUR D'ETAGE
SUR LA COMPOSANTE Dt**

$$Dt = F (h^2)$$

- ***** 4 files IPE 450, dt=450
- ***** 4 files IPE 500, dt=500
- ***** 5 files IPE 400, dt=400
- ***** 5 files IPE 360, dt=360
- ***** 6 files IPE 360, dt=360
- ***** 6 files IPE 330, dt=330
- ***** 7 files IPE 330, dt=330
- ***** 7 files IPE 360, dt=360

Figure 3

Le moment d'inertie (I_t) de la traverse , varie approximativement comme le carré de sa profondeur (dt^2) .*

L'influence de cette inertie I_t sera alors étudiée sur la base de la variation de la composante Δt en fonction de dt^2 .

Cette variation peut être facilement visualisée dans le cas de portiques hypothétiques où seul le facteur à examiner (soit dt^2) est variable .

Par contre , pour des cas réels de prédimensionnements , il est pratiquement impossible d'avoir une variation régulière du terme dt^2 sans pour autant affecter les autres paramètres (en particulier la longueur des traverses) .

IV.2.3/ Composante Δn :

La composante Δn du déplacement due à la distorsion du noeud est fonction du carré de la hauteur de niveau (voir formule 5 , chap. 2) .

Soit à considérer les résultats des tableaux [3.a , 3.b et 3.c] ¹, correspondant aux valeurs de la composante Δn en fonction de la hauteur de niveau h .

Les courbes de variation de la composante du déplacement Δn (due à la distorsion du noeud) en fonction du carré de la hauteur de niveau , sont obtenues en gardant constants tous les autres paramètres influençant cette composante Δn .

* : se référer à l'annexe 3 de ce manuscrit

1- voir annexe 2

Chaque courbe $\Delta n = f(h^2)$ correspondra à un niveau fixé , d'un portique bien déterminé (R+3, R+7, ou R+13) , pour un nombre de files de poteaux fixé (4, 5 , 6 ou 7 files) et enfin avec des profondeurs de poutre dt et de poteau dp constantes .

Cette fois-ci les profondeurs des deux éléments (poutre et poteaux) interviennent dans l'expression de la composante Δn ; dans un terme $Vol_a = t . dt . dp$ dit volume de la zone panneau de l'âme du poteau .

L'influence de ce terme sera étudiée ultérieurement .

Analysons donc les graphes ci-joints (figure-4) relatifs aux variations $\Delta n = f(h^2)$ pour les différents portiques envisagés .

a/ Interprétation :

- Les courbes $\Delta n = f(h^2)$ sont toutes des droites affines reliant tous les points calculés avec une bonne précision .

La composante Δn du déplacement due à la distorsion de la zone panneau du noeud considéré , augmente linéairement en fonction du carré de la hauteur de niveau . Il est clair que cela ne reste valable que si tous les autres facteurs influençant cette composante demeurent constants .

Les autres influences seront analysées en étudiant les différentes droites entre elles ainsi que les différents graphes envisagés . Il est assez difficile à remarquer , mais , le nombre de files de poteaux induit une réduction assez importante de cette composante Δn , dans la mesure où les profondeurs de poutre et de poteau (dt et dp) demeurent constantes ou à la limite diminuent . (ce qui est très visible pour les portiques R+13 étudiées) .

De plus , l'augmentation des profondeurs de poteau d_p et de poutre d_t entraîne une diminution considérable de la composante Δ_n étudiée.

Il suffit de comparer , par exemple , les deux droites relatives aux portiques R+13 , 4 files de poteaux dans les graphes ci-joints Cette réduction est de l'ordre de 20 % en passant seulement du couple ($d_t = 450$, $d_p = 320$) au couple ($d_t = 500$, $d_p = 290$) .

D'où , l'influence du prédimensionnement sur les résultats finaux des déplacements notamment , ceux sur la composante Δ_n étudiée . Cette influence est prépondérante quoique la composante Δ_n varie avec le carré de la hauteur de niveau .

- Il est clairement visible dans les différents graphes (figure 4) que les pentes des différentes droites , ainsi obtenues sont très peu variables .

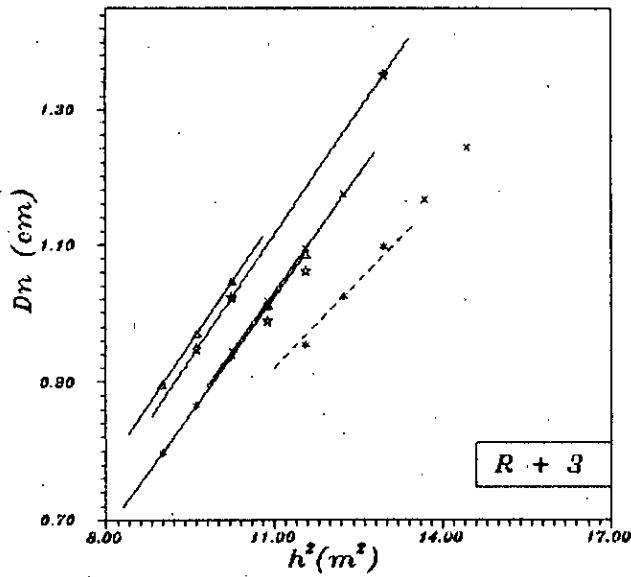
Ces droites sont presque toutes parallèles quand le nombre de files de poteaux varie . De plus même l'augmentation du nombre de niveau (entre 3 et 13 niveaux au dessus du R.D.C) n'a pas donné une variation appréciable de ces pentes .

Le coefficient de proportionalité de la composante Δ_n avec le carré de la hauteur de niveau n'est donc que faiblement atteint .

Par conséquent , l'influence de la charge sismique horizontale est très insignifiante devant celle des autres facteurs d'influence étudiés .

En conclusion , on notera que :

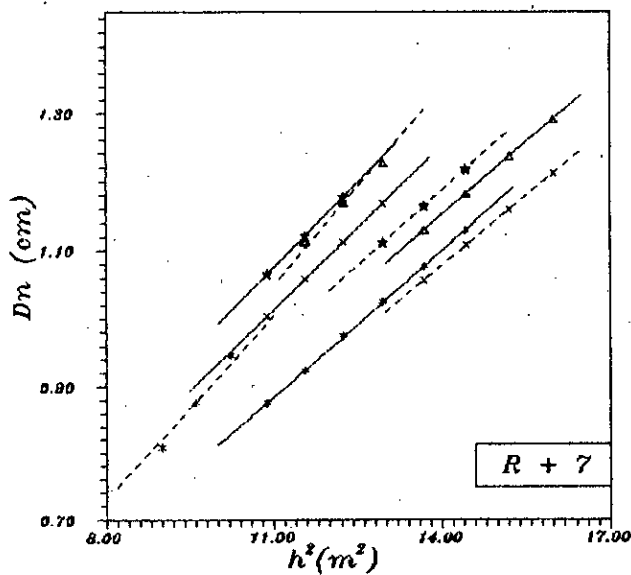
- La contribution au déplacement de la composante Δ_n (dûe à la distorsion de la zone panneau) est proportionnelle au carré de la



**INFLUENCE DE LA HAUTEUR D'ETAGE
SUR LA COMPOSANTE Dn**

$$Dn = F(h^2)$$

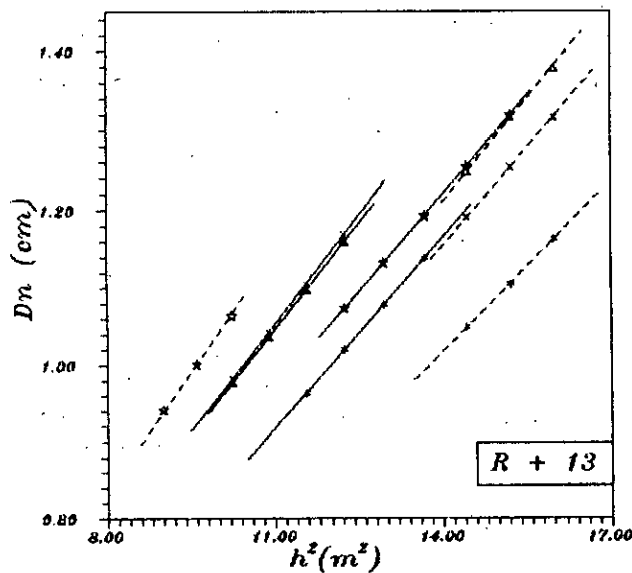
- ***** 4 files IPE 500, HEA 300
- ***** 4 files IPE 450, HEA 300
- ***** 5 files IPE 400, HEA 280
- ***** 5 files IPE 400, HEA 280
- ***** 6 files IPE 400, HEA 260
- ***** 6 files IPE 360, HEA 240
- ***** 7 files IPE 330, HEA 220
- ***** 7 files IPE 360, HEA 220



**INFLUENCE DE LA HAUTEUR D'ETAGE
SUR LA COMPOSANTE Dn**

$$Dn = F(h^2)$$

- ***** 4 files IPE 500, HEA 300
- ***** 4 files IPE 450, HEA 300
- ***** 5 files IPE 400, HEA 280
- ***** 5 files IPE 450, HEA 280
- ***** 6 files IPE 400, HEA 260
- ***** 6 files IPE 360, HEA 260
- ***** 7 files IPE 360, HEA 240
- ***** 7 files IPE 330, HEA 240



**INFLUENCE DE LA HAUTEUR D'ETAGE
SUR LA COMPOSANTE Dn**

$$Dn = F(h^2)$$

- ***** 4 files IPE 450, HEA 330
- ***** 4 files IPE 500, HEA 300
- ***** 5 files IPE 400, HEA 260
- ***** 5 files IPE 400, HEA 280
- ***** 6 files IPE 360, HEA 240
- ***** 6 files IPE 360, HEA 260
- ***** 7 files IPE 330, HEA 240
- ***** 7 files IPE 330, HEA 220

Figure 4

hauteur de niveau (sans être influencée par le nombre de niveau du portique .

- Cette même contribution est réduite simultanément par l'augmentation des profondeurs de poteau dp et de poutre dt .

b/ Influence du volume de la zone panneau : Vol_a

Sachant que : $vol_a = t \cdot dt \cdot dp$ étant le volume de la zone panneau de l'âme du poteau au niveau du noeud considéré .

Les courbes de variation de la composante Δn (dûe à la distorsion de la zone panneau) en fonction de l'inverse (vol_a^{-1}) du volume de cette zone panneau , sont obtenues de la même façon en gardant constants les autres paramètres influençant cette composante Δn .

Chaque courbe : $\Delta n = f(vol_a^{-1})$ représentera la variation de la composante Δn en fonction de vol_a^{-1} pour :

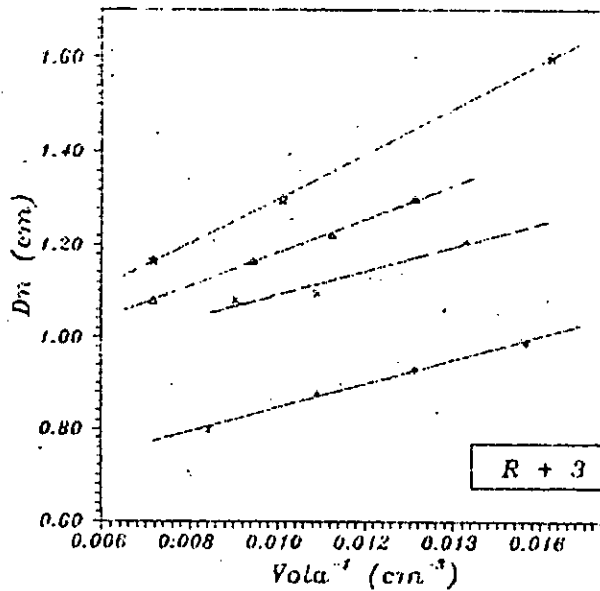
- un niveau fixé : l'avant dernier .
- un portique bien défini : R+3, R+7 ou R+13 .
- un nombre de files poteaux fixé : 4, 5, 6, ou 7 files .
- Et une hauteur de niveau fixée : (3.0 à 4.0) m .

* Interprétation :

Les courbes $\Delta n = f(vol_a^{-1})$ sont toutes des droites affines reliant tous les points calculés avec une assez bonne précision .

La composante Δn du déplacement (dûe à la distorsion du noeud) augmente donc linéairement en fonction de l'inverse du volume de la zone panneau de l'âme du poteau , ceci n'étant valable que si tout autre facteur d'influence demeure constant .

Par ailleurs , l'étude des différentes droites entre elles permet



INFLUENCE DES PROFONDEURS
DES ELEMENTS
SUR LE DEPLACEMENT D_n

$$D_n = F (Vola^{-1})$$

..... $h=3.0m : N=4,5,6,7$

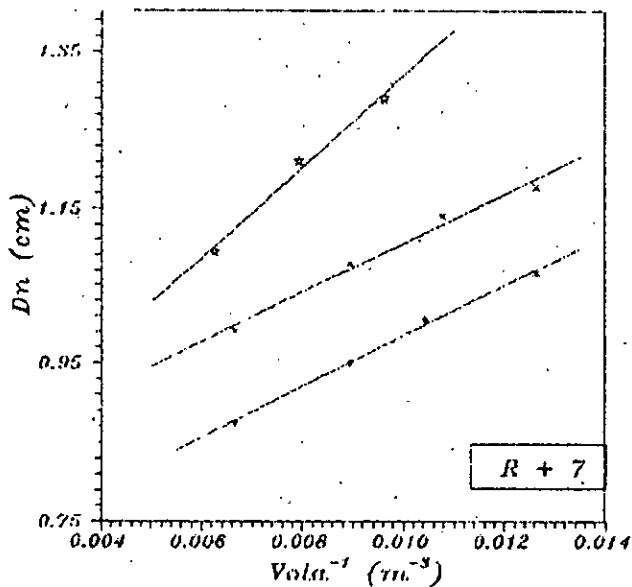
..... $h=3.6m : N=5,6,7$

..... $h=3.7m : N=4,5,6,7$

..... $h=3.9m : N=4,6,7$

N : nbre de files de poteaux
 dp : profondeur du poteau
 dt : profondeur de poutre
 t : epaisseur de la zone
panneau

$$Vola = dp \cdot dt \cdot t$$



INFLUENCE DES PROFONDEURS
DES ELEMENTS
SUR LE DEPLACEMENT D_n

$$D_n = F (Vola^{-1})$$

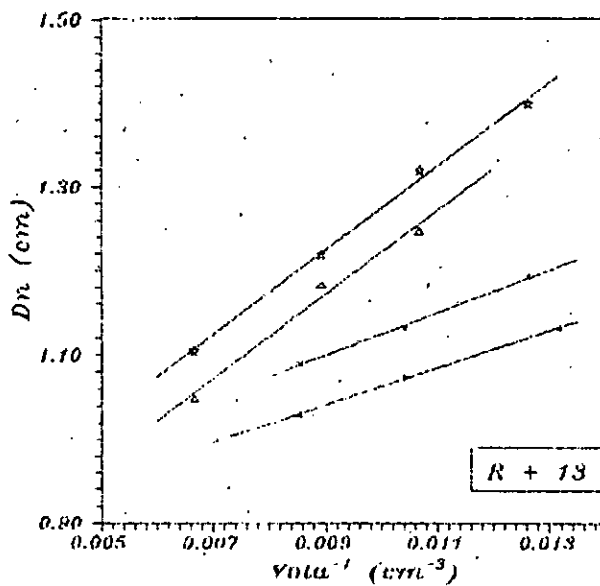
..... $h=3.3m : N=4,5,6,7$

..... $h=3.5m : N=4,5,6,7$

..... $h=4.0m : N=4,5,6$

N : nbre de files de poteaux
 dp : profondeur du poteau
 dt : profondeur de poutre
 t : epaisseur de la zone
panneau

$$Vola = dp \cdot dt \cdot t$$



INFLUENCE DES PROFONDEURS
DES ELEMENTS
SUR LE DEPLACEMENT D_n

$$D_n = F (Vola^{-1})$$

..... $h=3.6m : N=5,6,7$

..... $h=3.7m : N=5,6,7$

..... $h=3.8m : N=4,5,6,7$

..... $h=3.9m : N=4,5,6,7$

N : nbre de files de poteaux
 dp : profondeur du poteau
 dt : profondeur de poutre
 t : epaisseur de la zone
panneau

$$Vola = dp \cdot dt \cdot t$$

Figure 5

de visualiser l'influence des autres facteurs sur cette variation .

En effet , l'augmentation de la hauteur de niveau entraine un accroissement assez important de cette composante (il y'a donc remontée des courbes quand la hauteur de niveau augmente) .

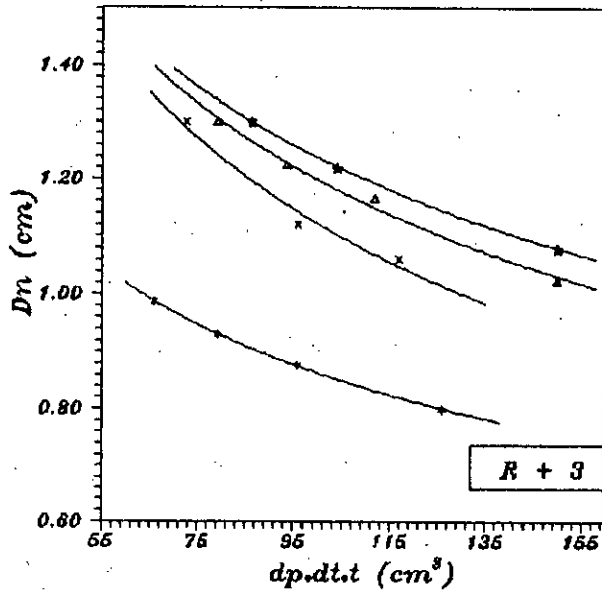
Les valeurs les plus faibles pour cette composante Δn seront obtenues , pour les portique dont la hauteur de niveau est moindre avec en plus le produit (t . dt . dp) maximum .

D'où l'impact du prédimensionnement sur les résultats finaux en terme de déplacements .

En conclusion , on dira que :

- La contribution au déplacement de la composante Δn (dûe à la distorsion du noeud) est inversement proportionnelle au volume de la zone panneau ($Vol_a = t . dt . dp$) .

Par conséquent , la composante Δn est inversement proportionnelle à chaque terme du produit (ie à l'épaisseur de cette zone et aux profondeurs de poutre et de poteau) .



**INFLUENCE DES PROFONDEURS
DES ELEMENTS
SUR LE DEPLACEMENT D_n**

$$D_n = F(dp, dt, t)$$

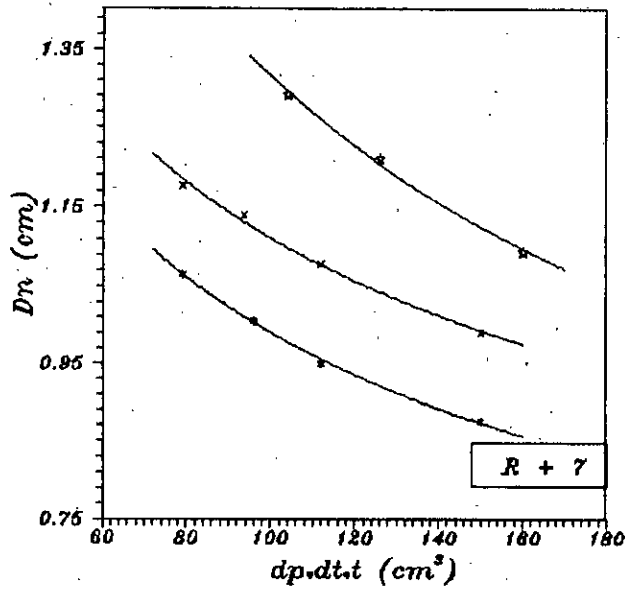
***** $h=3.0m : N=4,5,6,7$

△△△△△ $h=3.7m : N=4,5,6,7$

***** $h=3.9m : N=4,6,7$

***** $h=3.6m : N=5,6,7$

N : nbre de files de poteaux
 dp : profondeur du poteau
 dt : profondeur de poutre
 t : epaisseur de la zone
 panneau



**INFLUENCE DES PROFONDEURS
DES ELEMENTS
SUR LE DEPLACEMENT D_n**

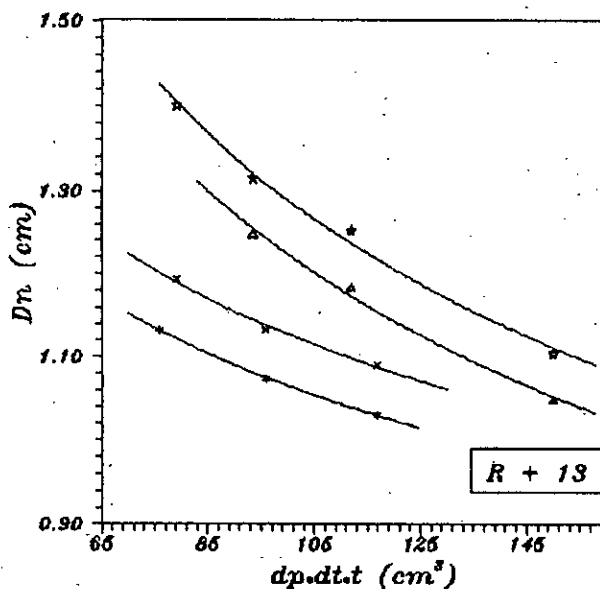
$$D_n = F(dp, dt, t)$$

***** $h=3.3m : N=4,5,6,7$

***** $h=3.5m : N=4,5,6,7$

***** $h=4.0m : N=4,5,6$

N : nbre de files de poteaux
 dp : profondeur du poteau
 dt : profondeur de poutre
 t : epaisseur de la zone
 panneau



**INFLUENCE DES PROFONDEURS
DES ELEMENTS
SUR LE DEPLACEMENT D_n**

$$D_n = F(dp, dt, t)$$

***** $h=3.6m : N=5,6,7$

***** $h=3.7m : N=5,6,7$

△△△△△ $h=3.8m : N=4,5,6,7$

***** $h=3.9m : N=4,5,6,7$

N : nbre de files de poteaux
 dp : profondeur du poteau
 dt : profondeur de poutre
 t : epaisseur de la zone
 panneau

Figure 5.bis

IV.2.4/ Composante Δf :

La composante Δf du déplacement due à la flexion globale de portique dans son ensemble est fonction du cube de la hauteur totale du portique (formule 7 , chap. 2) .

Soit à considérer les résultats des tableaux [4.a , 4.b , et 4.c]* , correspondant aux valeurs de la composante de déplacement Δf due à la flexion du portique en entier , en fonction de la hauteur totale H du portique autostable .

Les courbes de variation de la composante Δf en fonction de H^3 sont obtenues en maintenant constants tout autre paramètre d'influence possible sur cette composante Δf .

En effet , chaque courbe $\Delta f = f(H^3)$ représente la variation en fonction du cube de la hauteur du portique , du déplacement Δf pour :

- un niveau fixé : le dernier par rapport à base .
- un portique bien défini : R+3, R+7 ou R+13 .
- un nombre de files de poteau fixé : 4, 5, 6 ou 7 files .
- une longueur de portique D dans le sens transversal fixe :

$$D = 21,6 \text{ m} .$$

La composante Δf de déplacement est due essentiellement aux déformations différentielles (axiales) des poteaux (traction - compression) . D'où , la possibilité de variation de la section effective A peut affecter cette composante Δf .

* : annexe 2 de ce manuscrit

La variation de la section effective A peut être due à l'augmentation de nombre de files de poteaux, de la hauteur de niveau ainsi que le nombre de niveaux.

Néanmoins, cette variation de A est très insignifiante devant l'accroissement du terme en H^3 et son influence peut être cependant négligée.

Par conséquent, le seul facteur de déplacement variable est donc la hauteur de portique dont on étudiera l'influence et l'impact sur cette composante, sur la base des graphes ci-joints ($\Delta f = f(H^3)$) pour les différents portiques envisagés (soit la figure 6).

a/ Interprétation :

Les courbes $\Delta f = f(H^3)$ sont toutes des droites affines reliant les points calculés, avec une assez bonne précision.

La composante Δf du déplacement due à la flexion globale de portique augmente linéairement en fonction du cube de la hauteur totale de ce portique autostable (H^3).

Ceci étant valable tant que les autres facteurs influençant cette composante demeurent constants. Par ailleurs, l'étude des différentes droites (pour les différents portiques) montre que celles-ci tendent à être de plus en plus confondues.

Le nombre de files de poteaux, en conséquence, n'a pas d'influence appréciable pour cette variation.

La longueur de travée des poutres (par opposition au nombre N de files de poteaux) n'affecte donc pas la composante Δf .

En effet, la composante de déplacement Δf varie en réalité en fonction de la longueur D du portique autostable qui est maintenue constante dans tous les exemples de portiques étudiés.*

On peut montrer, à l'occasion, que cette composante Δf est inversement proportionnelle au carré de la longueur du portique (D^2). Ce résultat ne pouvant être confirmé dans ce modeste travail, il sera donc admis, conformément à la formule de la composante Δf .

Il faut noter aussi l'influence du nombre de niveau dans le portique considéré (ie le type de portique autostable) sur les résultats finaux de cette composante. En effet, le déplacement Δf dû à la flexion globale du portique prend beaucoup plus d'ampleur quand ces portiques sont de grandes hauteurs. (le déplacement Δf est, à titre comparatif, 40 fois plus important en passant du portique (R+3) au portique (R+13).

Pourtant, pour les portiques de grandes hauteurs, les résultats du prédimensionnement sont tels que les sections effectives des poteaux deviennent très importantes relativement à des portiques plus courts. Ce qui devrait contribuer plutôt à la diminution des déformations axiales des poteaux et donc la réduction de la composante Δf .

Ce résultat renforce donc l'hypothèse admise initialement, négligeant l'influence de la section effective sur cette composante, devant celle de la hauteur H^3 du portique.

* voir hypothèse du prédimensionnement : chap 3

De plus, les pentes des différentes droites obtenues étant très peu variables, même en passant du portique (R + 3) au portique (R + 13) .

Le coefficient de proportionnalité de Δf en fonction de H^3 (caractérisant essentiellement la charge V horizontale) est donc très faiblement atteint .

L'influence de l'effort sismique à la base est, en conséquence, très insignifiante devant les autres facteurs étudiés .

En conclusion , on notera que :

- La contribution au déplacement de la composante Δf (due à la flexion globale du portique) est proportionnelle au cube de la hauteur totale de ce portique .

- De plus cette même contribution est fortement amplifiée par une augmentation importante du nombre de niveaux de portique .

IV.3/ CONCLUSION : ETUDE SOMMAIRE

L'analyse, faite dans ce présent chapitre, des déplacements dans les portiques métalliques autostables, permet de tirer les conclusions suivantes ; concernant les influences des paramètres intervenant dans les expressions des différentes composantes du déplacement .

- La hauteur de niveau du portique affecte toutes les composantes du déplacement . En effet,

* La composante Δ_p due à la flexion des poteaux est proportionnelle au cube de la hauteur de niveau .

* La composante Δ_t due à la rotation du noeud résultant de la flexion des traverses est proportionnelle au carré de la hauteur de niveau .

* La composante Δ_n due à la distorsion du noeud est proportionnelle au carré de la hauteur de niveau .

* La composante Δ_f due à la flexion globale du portique, résultant des déformations axiales des poteaux est proportionnelle au cube de la hauteur totale du portique .

- La longueur de travée des poutres affecte la composante Δ_t due à la flexion des traverses .

La composante de déplacement Δ_t varie directement en fonction de cette longueur l .

- Les profondeurs de poteau et de poutre (d_t et d_p) affectent directement les composantes Δ_p et Δ_t respectivement dues à la flexion des poteaux et des poutres .

En effet :

* La composante Δ_p est inversement proportionnelle au carré de la profondeur de poteau (d_p^2).

* La composante Δ_t est inversement proportionnelle au carré de la profondeur de poutre (d_t^2).

De cette manière, la contribution au déplacement de ces deux composantes (Δ_t et Δ_p) est inversement proportionnelle à la somme des inerties des éléments (poutres et poteaux respectivement) reprenant l'effort de cisaillement du niveau considéré.

La composante Δ_n du déplacement due à la distorsion de la zone panneau est inversement proportionnelle au volume de cette zone au niveau du noeud considéré.

- La composante Δ_f due à la flexion globale du portique est inversement proportionnelle au carré de la longueur D du portique autostable (dans le sens transversal).

- Il est à noter que pour toutes les influences étudiées dans ce présent chapitre, aucune n'a été fortement affectée par l'effet de la charge sismique horizontale.

En effet, son action est très insignifiante devant l'influence des principaux paramètres rentrant dans les expressions des différentes composantes du déplacement.

Par conséquent, il est possible d'étendre cette étude à la zone de forte sismicité (zone III) sans risque important d'erreur possible.

CHAPITRE VETUDE COMPARATIVE

L'analyse des différentes influences sur les principales composantes du déplacement dans les portiques métalliques autostables, faisant l'objet du chapitre précédant, a permis de tirer des conclusions assez importantes concernant notamment, leurs évolutions en fonction des différents facteurs intervenant dans leurs expressions.

Cependant, une étude comparative de ces composantes entre elles serait indispensable, afin de déterminer la contribution de chacune de ces composantes dans le déplacement relatif d'étage total (Δ_e).

Le déplacement relatif total Δ_e est donc la somme des déplacements dus à chacune de ces composantes.

Soit :
$$\Delta_e = \Delta_p + \Delta_t + \Delta_n + \Delta_f$$

La proportion de chaque composante Δ_i dans le déplacement total Δ_e sera alors définie par le rapport $R(\Delta_i)$ de la façon suivante :

$$R(\Delta_i) = \frac{\Delta_i}{\Delta_e} \times 100 \quad \text{où } \Delta_i = \Delta_p, \Delta_t, \Delta_n, \Delta_f.$$

Ce rapport R est calculé pour toutes les composantes du déplacement et ce, pour chaque portique autostable envisagé. Par ailleurs, les déplacements latéraux de ces portiques autostables ont été calculés d'une seconde méthode en utilisant le logiciel de calcul des structures "SAP 80".

Une étude comparative entre les résultats obtenus par ce logiciel et le déplacement relatif total Δe est introduite dans ce présent chapitre .

Cette étude permettra , dans une assez large mesure, de donner des recommandations importantes quant à l'utilisation du logiciel "SAP 80" dans l'analyse des déplacements latéraux pour les portiques autostables .

V.1- CONTRIBUTION DE CHAQUE COMPOSANTE

DANS LE DEPLACEMENT TOTAL (Δ_e) :

Considérons les résultats des tableaux (5.a , 5.b , 5.c) ci-joints , relatifs aux valeurs des composantes Δ_p , Δ_t , Δ_n et Δ_f ainsi que leurs proportions respectives dans le déplacement relatif total Δ_e .

L'étude de ces résultats a permis d'émettre les conclusions et remarques suivantes :

- La composante Δ_p du déplacement due à la flexion des poteaux contribue en moyenne de 30 % dans le déplacement relatif total Δ_e . (Ceci étant valable pour une longueur de portique D constante) . Cette contribution n'a pas l'air de varier en fonction du nombre de niveaux .

En effet , il y'a seulement une faible diminution de la proportion de Δ_p dans le déplacement total Δ_e , due à l'introduction de la composante Δ_f qui est de plus en plus importante que le nombre de niveaux de portiques est plus élevé .

- La composante Δ_p due à la flexion des poteaux augmente sensiblement , par contre , avec le nombre de files de poteaux . Le nombre de poteaux reprenant le même effort de cisaillement étant plus élevé , ceci leur confère une grande flexibilité du fait de la diminution considérable de leurs dimensions .

D'où l'apparition de plus grands déplacements latéraux sous l'effet des charges sismiques horizontales .

- La composante Δ_t du déplacement due à la rotation du noeud , résultant de la flexion des traverses contribue en moyenne de 25 % dans le déplacement total Δ_e .

Cette contribution n'est pas affectée sensiblement par le type de portique (ie le nombre de niveaux de portiques) .

En effet , la légère diminution de la composante Δt , en passant du portique de courte hauteur (R+3) ou portique de plus grande hauteur (R+13) , est essentiellement due à l'introduction progressive de la composante de flexion globale du portique .

- Cette composantes Δt , par contre , diminue sensiblement avec le nombre de files de poteaux .

Par conséquent , l'élançement des poutres diminue quand le nombre de files de poteaux augmente .

Cette conclusion paraît évidente puisque la longueur de travée des poutres diminue quand ce nombre est augmenté .

On notera , cependant , que le moment d'inertie des poutres diminue en conséquence et devrait donc engendrer un accroissement de la composante Δt .

Le facteur longueur de travée l des poutres l'emporte donc sur le paramètre inertie de celles-ci .

- La composante Δn du déplacement due à la rotation du noeud , résultant des contraintes de cisaillement dans ce noeud , contribue en moyenne de plus de 33 % dans le déplacement total Δe .

Cette contribution est relativement constante en fonction du nombre de files de poteaux .

En effet , la variation est très insignifiante en passant de 4 à 7 files de poteaux .

La composante Δn n'est donc pas affectée par ce facteur . Il est à

noter que cela reste valable pour les portiques étudiés dont la longueur D dans le sens transversal est particulièrement constante.

- Le volume de la zone panneau diminuant quand ce nombre de files de poteaux augmente, la composante de déplacement Δ_n devrait donc diminuer (ce qui n'est pas le cas apparemment). La charge sismique horizontale H diminue donc avec la même proportion de façon à maintenir cette composante Δ_n constante.

- Par ailleurs, une diminution progressive de la composante Δ_n en fonction du nombre de niveaux est observée. Cela est dû à l'introduction de la composante Δ_f qui est de plus en plus significative que le portique est de grande hauteur.

- La contribution dans le déplacement relatif total Δ_e , de la composante Δ_f due à la flexion globale du portique, résultant des déformations axiales des poteaux, varie avec le nombre de niveaux du portique autostable envisagé.

En effet, pour les portiques de moins de 7 niveaux, cette contribution est négligeable (de l'ordre de 1 % du déplacement total Δ_e). Par contre, à partir de 7 niveaux, cette composante prend beaucoup plus d'ampleur, puisqu'elle passe de 5 % (pour le R+7) à 12% en moyenne (pour le portique R+13).

Il est alors nécessaire de prendre en considération cette composante Δ_f dès lors que les portiques dépassant les 7 niveaux.

- Par ailleurs, l'augmentation considérable de cette composante Δ_f avec le nombre de niveaux force les autres composantes du déplacement à diminuer en proportion dans le déplacement relatif total Δ_e .

En conclusion , on notera que :

* Les composantes Δ_p et Δ_t respectivement dues aux flexions des poteaux et des traverses ont , à peu près , la même contribution donc le déplacement relatif total Δ_e .(Celle-ci est comprise entre 25 % et 30 %) .

Ces deux composantes varient en fonction des autres facteurs de façon telle que l'une d'elles est maximale quand la seconde est minimale .

Ce résultat peut avoir de l'importance considérable en terme de limitation des déplacements .

* La composante Δ_f est à prendre en considération seulement pour les bâtiments de plus de 7 niveaux .

* La composante Δ_n due à la distorsion du noeud est la plus importante quant à sa contribution dans le déplacement relatif total Δ_e . Par conséquent, toute solution possible dans le but de réduire cette copposante Δ_n devra être adoptée .

TABLEAU 5.a " R + 3 "

N	h (m)	Δp (cm)	$\Delta p/\Delta e$ (%)	Δt (cm)	$\Delta t/\Delta e$ (%)	Δn (cm)	$\Delta n/\Delta e$ (%)	Δf (cm)	$\Delta f/\Delta e$ (%)	Δe (cm)
4	3.2	0.781	29.5	0.907	34.3	0.937	35.4	0.023	0.9	2.65
	3.4	0.731	26.8	1.021	37.4	0.954	34.9	0.026	1.0	2.73
	3.6	0.874	27.8	1.149	36.5	1.098	34.9	0.028	0.9	3.15
	3.8	0.996	32.8	0.915	30.1	1.094	36.0	0.033	1.1	3.04
	4.0	0.953	30.7	1.012	32.7	1.097	35.4	0.038	1.2	3.10
5	3.2	0.782	31.4	0.741	29.8	0.945	37.9	0.023	0.9	2.49
	3.4	0.947	32.6	0.836	28.8	1.095	37.7	0.026	0.9	2.90
	3.6	1.089	38.1	0.659	23.1	1.080	37.8	0.031	1.1	2.86
	3.8	1.052	31.2	1.047	31.0	1.243	36.8	0.034	1.0	3.38
	4.0	1.193	36.6	0.818	24.9	1.215	37.3	0.038	1.2	3.26
6	3.2	0.868	30.5	0.907	31.9	1.046	36.8	0.021	0.7	2.84
	3.4	1.024	35.4	0.754	26.2	1.086	37.5	0.026	0.9	2.89
	3.6	1.189	30.3	0.611	41.1	1.093	27.9	0.030	0.8	3.35
	3.8	1.115	32.9	0.942	27.8	1.303	38.4	0.032	0.9	3.39
	4.0	1.275	37.9	0.751	22.3	1.300	38.6	0.038	1.1	3.36
7	3.2	1.363	37.5	0.636	23.6	1.023	38.0	0.022	0.8	2.69
	3.4	1.630	42.4	0.535	19.0	1.026	37.7	0.026	0.9	2.82
	3.6	1.932	40.2	0.809	22.1	1.353	36.9	0.029	0.8	3.67
	3.8	1.611	39.4	0.660	21.3	1.180	38.2	0.033	1.1	3.09
	4.0	1.879	44.5	0.527	16.8	1.174	37.4	0.039	1.2	3.14

TABLEAU 5.B " R + 7 "

N	h (m)	Δp (cm)	$\Delta p/\Delta e$ (%)	Δt (cm)	$\Delta t/\Delta e$ (%)	Δn (cm)	$\Delta n/\Delta e$ (%)	Δf (cm)	$\Delta f/\Delta e$ (%)	Δe (cm)
4	3.2	0.699	24.9	1.040	37.1	0.947	33.8	0.121	4.3	2.81
	3.4	0.779	29.5	0.810	30.7	0.924	34.9	0.131	4.9	2.64
	3.6	0.898	30.5	0.876	29.7	1.025	34.8	0.150	5.1	2.95
	3.8	1.028	31.5	0.944	29.0	1.129	34.6	0.160	4.9	3.26
	4.0	0.950	29.6	1.009	31.7	1.094	32.9	0.180	5.6	3.19
5	3.2	0.861	34.3	0.598	23.8	0.934	37.2	0.120	4.8	2.51
	3.4	0.824	28.0	0.927	31.6	1.058	36.0	0.130	4.4	2.94
	3.6	0.947	29.0	1.002	30.7	1.168	35.7	0.150	4.6	3.27
	3.8	1.043	34.0	0.754	24.6	1.107	36.1	0.160	5.2	3.06
	4.0	1.189	35.0	0.809	23.9	1.211	35.7	0.180	5.3	3.39
6	3.2	0.937	36.8	0.555	21.8	0.947	37.2	0.111	4.3	2.55
	3.4	0.873	29.6	0.835	28.3	1.112	37.7	0.131	4.4	2.95
	3.6	1.006	30.6	0.903	27.5	1.226	37.3	0.150	4.6	3.29
	3.8	1.115	35.2	0.698	22.1	1.182	37.3	0.170	5.4	3.16
	4.0	1.271	36.4	0.748	21.4	1.291	37.0	0.180	5.2	3.49
7	3.2	0.834	31.2	0.726	27.1	1.005	37.6	0.110	4.1	2.67
	3.4	0.975	32.3	0.793	26.3	1.121	37.1	0.130	4.3	3.02
	3.6	1.099	36.8	0.633	21.2	1.111	37.3	0.140	4.7	2.98
	3.8	1.259	37.9	0.681	20.5	1.218	36.7	0.160	4.8	3.32
	4.0	1.393	41.0	0.526	16.5	1.170	36.8	0.180	5.7	3.18

TABLEAU 5.C " R + 13 "

N	h (m)	Δp (cm)	$\Delta p / \Delta e$ (%)	Δt (cm)	$\Delta t / \Delta e$ (%)	Δn (cm)	$\Delta n / \Delta e$ (%)	Δf (cm)	$\Delta f / \Delta e$ (%)	Δe (cm)
4	3.2	0.831	22.7	1.353	37.0	1.137	31.1	0.340	9.3	3.66
	3.4	0.736	23.6	1.032	33.0	0.964	30.9	0.390	12.5	3.12
	3.6	0.859	24.6	1.130	32.4	1.079	30.9	0.420	12.0	3.49
	3.8	0.955	28.5	0.877	26.2	1.047	31.3	0.470	14.0	3.35
	4.0	1.100	29.5	0.953	25.6	1.163	31.2	0.510	13.7	3.73
5	3.2	0.814	28.0	0.771	26.5	0.983	33.8	0.340	11.7	2.91
	3.4	0.956	28.9	0.847	25.6	1.105	33.4	0.400	12.1	3.31
	3.6	1.070	33.3	0.647	20.2	1.064	33.1	0.430	13.4	3.21
	3.8	1.008	27.4	1.003	27.2	1.191	32.5	0.480	13.0	3.68
	4.0	1.160	28.3	1.090	26.6	1.316	32.1	0.540	13.2	4.11
6	3.2	0.878	30.3	0.969	24.0	0.977	33.7	0.350	12.1	2.90
	3.4	1.034	31.5	0.764	23.3	1.097	33.4	0.390	11.9	3.29
	3.6	1.168	35.8	0.600	18.4	1.074	32.9	0.420	12.9	3.26
	3.8	1.069	28.9	0.903	24.4	1.248	33.7	0.480	13.0	3.70
	4.0	1.231	29.9	0.981	23.8	1.378	33.5	0.530	12.9	4.12
7	3.2	1.049	33.7	0.662	21.3	1.064	34.2	0.340	10.9	3.12
	3.4	1.205	37.8	0.538	16.9	1.072	33.7	0.370	11.6	3.19
	3.6	1.033	30.5	0.787	23.3	1.133	33.5	0.430	12.7	3.38
	3.8	1.198	31.7	0.857	22.7	1.255	33.2	0.470	12.4	3.78
	4.0	1.349	35.6	0.687	18.1	1.248	32.9	0.510	13.4	3.79

V.2- Comparaison avec les résultats donnés par le logiciel "SAP 80"

Les déplacements latéraux dans les portiques métalliques autostables envisagés sont calculés, d'une autre manière, moyennant le logiciel de calcul des structures " SAP 80 " .

La première et fondamentale étape dans l'étude d'une ossature de bâtiment est de la modéliser correctement , par un modèle simple reflétant le plus fidèlement possible le comportement physique de la structure .

L'hypothèse de base permettant cette modélisation est celle des planches rigides. En effet, on admet dans cette présente étude que les planchers des différents niveaux constituent des diaphragmes rigides dans le plan horizontal .

Les portiques autostables initialement prédimensionnés sont traités au "SAP80" et ont permis de donner les résultats ci-joints (tableau 6) , relatifs à l'avant dernier niveau de chaque portique étudié .

Analysons donc ces résultats en comparaison avec le déplacement relatif total Δe calculé précédemment à partir des formules analytiques .

On définit le rapport R ci-dessous comme étant le pourcentage de majoration des déplacements Δ_{sap} pour atteindre le déplacement relatif total Δe .

$$R = \frac{\Delta e - \Delta_{sap}}{\Delta_{sap}} \times 100 \quad (\text{en \%})$$

Interprétation :

L'étude des résultats donnés par le tableau 6 ci-joint permet de tirer les conclusions suivantes :

- Les déplacements relatifs de niveaux (Δ_{sap}) calculés à partir de l'utilisation du logiciel "SAP80" sont , pour tous les portiques envisagés , inférieurs à ceux calculés précédemment par les formules analytiques .

En effet , de la manière dont ces portiques sont introduits pour l'analyse au SAP80 (portiques à noeuds rigides avec des encastremets aux appuis de base) , deux principales composantes ne sont pas prises en considération .

Ces deux composantes étant la composante Δ_f de flexion globale du portique et, la plus importante, la composante Δ_n due à la distorsion du noeud .

- La différence assez importante entre les déplacements Δ_{sap} pour ces portiques relativement aux déplacements Δ_e est essentiellement due au fait que la composante Δ_n (de distorsion du noeud), qui contribue en moyenne de 33 % dans le déplacement total Δ_e , ne soit pas prise en compte par le SAP80 .

- De plus le décalage entre les déplacements Δ_{sap} par rapport aux déplacements Δ_e (défini par les différents rapports R) augmente sensiblement avec le nombre de niveaux de portique .

Cela est dû à l'introduction, de plus en plus importante relativement, de la composante Δ_f dans le déplacement Δ_e en passant de portiques courts à ceux de plus grandes hauteurs .

- Par ailleurs , il est remarqué que l'évolution du rapport R n'est pas affectée par le nombre de files de poteaux , pour un même type de portique .

En conclusion , on notera que , dans la mesure où les composantes Δ_n et Δ_f ne sont pas réduites considérablement dans le prédimensionnement de ces portiques autostables , les résultats de déplacements donnés par le logiciel SAP80 devront être pondérés en conséquence . (Ces déplacements Δ_{sap} seront majorés éventuellement de 15 % à 30 % selon le type de portique autostable considéré) . Cette majoration permettra de compenser la contribution des composantes Δ_n et Δ_f .

Toutefois, si le prédimensionnement impose au préalable des réductions considérables des composantes Δ_n et Δ_f alors , les résultats donnés par le logiciel "SAP 80" peuvent être considérés comme étant conformes à ceux calculés par les formules analytiques.

La légère différence entre Δ_{sap} et Δ_e sera reprise par l'utilisation de dimensions prises par rapport aux lignes moyennes.

TABLEAU 6

N	h (m)	R + 3			R + 7			R + 13		
		Δe (cm)	Δsap (cm)	R (%)	Δe (cm)	Δsap (cm)	R (%)	Δe (cm)	Δsap (cm)	R (%)
4	3.2	2.65	2.34	13.4	2.81	2.22	26.5	3.36	2.48	47.4
	3.4	2.73	2.11	28.6	2.64	2.37	11.7	3.12	2.38	31.32
	3.6	3.15	2.48	26.9	2.95	2.62	12.5	3.49	2.69	29.9
	3.8	3.04	2.70	15.0	3.19	2.68	15.5	3.35	2.86	17.3
	4.0	3.10	2.70	2.70	15.0	3.19	19.2	3.73	3.20	16.6
5	3.2	2.49	2.03	22.8	2.51	2.18	15.5	2.91	2.06	41.3
	3.4	2.90	2.40	21.2	2.94	2.33	26.3	3.31	2.37	39.8
	3.6	2.86	2.54	11.4	3.27	2.47	32.2	3.21	2.68	19.8
	3.8	3.38	2.66	26.7	3.06	2.63	16.4	3.68	2.84	29.8
	4.0	3.26	2.75	18.6	3.39	2.94	15.3	4.11	3.19	28.9
6	3.2	2.84	2.18	30.1	2.55	2.26	12.6	2.90	2.24	29.3
	3.4	2.89	2.45	18.1	2.95	2.23	32.1	3.29	2.74	19.8
	3.6	3.35	2.76	22.3	3.29	2.53	29.8	3.26	2.80	16.5
	3.8	3.39	2.76	22.9	3.16	2.70	17.1	3.70	2.86	29.5
	4.0	3.36	2.81	19.6	3.49	2.84	23.1	4.12	3.12	32.1
7	3.2	2.69	2.29	17.3	2.67	2.01	32.9	3.12	2.50	24.7
	3.4	2.82	2.38	18.5	3.02	2.28	32.6	3.19	2.76	15.3
	3.6	3.67	3.82	12.3	2.98	2.61	14.4	3.38	2.62	29.0
	3.8	3.09	2.65	16.6	3.32	2.99	13.2	3.78	2.99	26.6
	4.0	3.14	2.81	11.7	3.18	3.00	5.9	3.79	3.05	24.5

CHAPITRE VI/CONCLUSION GENERALERecommandations pour le contrôle des déplacements
sous charges sismiques

L'analyse des déplacements dans les portiques auto-stables a permis de déceler l'importance fondamentale du prédimensionnement dans les résultats finaux de ces déplacements sous l'effet des charges sismiques horizontales .

Ce prédimensionnement est régi , pour les zones de moyenne et de forte sismicité, par le critère de limitation des déplacements . En effet, l'étude faite en zone II pour les différents portiques autostables envisagés, a montré qu'aucun facteur d'influence étudié n'a été sensiblement affecté par la variation de la charge sismique horizontale . D'où la possibilité d'étendre cette étude en zone de forte sismicité .

Par ailleurs, l'étude des contributions des différentes composantes dans le déplacement total montre que celles-ci peuvent être assez importante et doivent, par conséquent , être prises en compte dans le contrôle effectif et économique des déplacements pour la conception de ce type de portiques .

Le contrôle de ces déplacements est donc nécessaire pour assurer la durabilité et la serviabilité de ces structures résistantes que sont les portiques autostables .

A cet effet, une série de recommandations est proposé dans le but de favoriser un contrôle efficace et rentable des déplacements sous charges sismiques horizontales .

1- L'augmentation des dimensions des poutres est plus efficace en matière de limitation des déplacements que celle des dimensions des poteaux (pour une même accroissement du poids de la structure).

Cela est cependant , contraire aux procédures usuelles dans un calcul sismique où on prévoit des assemblages poteaux rigides-poutres souples.

En effet, les contraintes de cisaillement dans le noeud sont directement reliées à l'épaisseur de semelle de la poutre . D'où une augmentation éventuelle des dimensions de la poutre peut amener à la mise en place de plaques de dédoublement au niveau de l'âme du poteau, à la fin de contrôler la distorsion du noeud et de reprendre les effets de cisaillement le sollicitant en conséquence .

C'est pourquoi dans un calcul au seisme il est en général préférable , du point de vue économique, d'augmenter les dimensions des poteaux pour la réduction des déplacements . De cette manière, la nécessité de disposer des plaques de déroulement est écartée.

2- L'importance de la composante de distorsion du noeud (comptant pour le tiers du déplacement relatif total de niveau) impose son introduction dans l'inéquation de limitation des déplacements au stade du prédimensionnement .

En effet, il est inconcevable de négliger une composante de déplacement ayant une telle proportion .

Cependant , son appréciation risquerait de rendre plus compliquée l'opération de prédimensionnement, qui est loin d'être le but recherché .

A cet effet, une ^{réduction préalable de la} distorsion du noeud s'avère nécessaire, afin d'écartier la nécessité de sa prise en compte au stade primaire du prédimensionnement .

Cette composante étant sensiblement réduite par un accroissement du volume de la zone panneau du noeud considéré , l'utilisation des plaques de ^{dédoublement} de l'âme du poteau au niveau de cette zone est alors fortement recommandée pour la conception et le calcul des portiques métalliques autostables (dans les zones de moyenne et de forte sismicité II et III particulièrement) .

3- Par ailleurs, l'augmentation des dimensions de poteaux peut contribuer dans une large mesure à la réduction de cette composante de distorsion de cette composante de distorsion du noeud .

Cependant, cela entrainerait une augmentation importante du poids de la structure en conséquence .

Par conséquent, une étude économique s'impose dans le but de déterminer la solution la plus rentable à envisager, en terme de limitation du déplacement, tenant compte de tous les facteurs notamment, le coût de la structure (lié au poids) , le temps de réalisation , la nécessité de mains d'oeuvre spécialisée et les risques d'imperfections possibles .

4- Il faut noter aussi la sensibilité des déplacements vis à vis de la hauteur de niveau. Toutes les composantes du déplacement en sont

clairement affectées .

Une augmentation de la hauteur de niveau peut être très critique en terme de déplacements relatifs de niveaux dans ces portiques .

5- Le nombre de files de poteaux dans les portiques autostables demeure cependant le facteur le plus important dans le contrôle des déplacements sous charges sismiques horizontales .

En effet, l'augmentation du nombre de poteaux reprenant l'effort sismique présente les principaux avantages suivants :

- L'effort de cisaillement total est distribué à travers un nombre plus important de poteaux . Ces poteaux seront donc plus légers et moins sollicités .

- Une diminution considérable de la composante de flexion des poutres est observée grâce à la réduction de la longueur de travée des poutres .

- L'augmentation du nombre de files de poteaux augmente le nombre de noeuds à réaliser . Toutefois, les poutres étant plus légères, cela exige beaucoup moins de soudure de la semelle .

- Les poutres et les poteaux étant donc plus légers , le risque d'imperfection est donc très limité car, les plaques à assembler par soudure seront de plus faibles épaisseurs .

- L'augmentation considérable du degré d'hyperstaticité , en conséquence , améliore la stabilité de la structure .

En effet, il est pratiquement impossible d'avoir la perfection dans la réalisation des différents noeuds de portique .

Néanmoins, cette perfection n'est plus exigée quand le degré d'hyperstaticité est assez élevé. Toute imperfection possible d'un nombre limité de noeuds sera reprise par les autres noeuds plus compétants dans ces portiques .

De plus , le risque d'imperfection des noeuds est très réduit du fait des faibles ^{sections des profilés} et de la réduction de l'effort de cisaillement revenant aux différents éléments .

L'espacement des poteaux étant assez faible au niveau des façades, le comportement du bâtiment dans son ensemble sera analogue à celui d'un tube .

Cela augmente sensiblement sa rigidité dans les deux directions et lui confère donc une grande stabilité et un très bon comportement vis à vis des charges sismiques .

BIBLIOGRAPHIE

- 1- Constructional Steel Reserch and development Organisation, (1983). Steel designer's manual, 4^{ème} édition, Granada London.
- 2- BEEDLE L. et BLACKMAN J.H., (1964). Structural steel design, Ronald Press, New York.
- 3- BOWLES J.E., (1985). Structural Steel design, Auckland Mc Graw-Hill.
- 4- GERE J.M. et WEAVER W., (1965). Analysis of framed Structures, Van Nostrand Reinhold, New York.
- 5- Rili M., SALHI A. et DAOUDI M., (1984). Conception et calcul des structures soumises aux seismes, OPU, Algérie.
- 6- Mc CORMAC J.-C., (1962). Structural analysis, International Textbook Company, Scranton, Pennsylvanie, U.S.A.
- 7- Templeman A.B., (1982). Civil Engineering Systems, Macmillan, London.
- 8- LAIBLE J.P., (1985). Structural Analysis, Holt Reinchart and winston, New York, U.S.A.
- 9- C.G.S (Centre National de la recherche en Génie Parasismique), (1989). Règles Parasismiques Algériennes "RPA88", DTR-BC42, Algérie.
- 10- ITBTP (Institut technique du batiment et des travaux publics) et CTICM (centre technique industriel de la construction métallique), (1982). Règles de calcul des constructions en acier "CM66", 9^{ème} édition, EYROLLES, FRANCE.
- 11- Engineering Journal / American Institut of Steel Construction, section 6: drift Control Analysis for Steel moment frames, Fourth Quarter/1975.
- 12- GAUVRIT J., (1980). Composants d'ossatures. Composants tendus et comprimés, techniques de l'ingénieur, C2 550.
- 13- GAUVRIT J., (1980). Composants d'ossatures. Composants fléchis, Techniques de l'ingénieur, C2 555.

14- FRUITET L., (1983). Composants de contreventement, Techniques de l'ingénieur, C2 565.

15- FRUITET L., (1984). Batiments à étages, Techniques de l'ingénieur, C2 645.

16- MOUTY J., (1986). Structures réticulées spaciales, Techniques de l'ingénieur, C2 575.

17- BLOCH B.M., (1988). Contrôle Technique, Techniques de l'ingénieur, C 68.

18- C.T.C (organisme de contrôle technique de la construction). Projet d'instructions techniques : Déformabilités admissibles des ossatures métalliques, CTC département de charpente, Algérie.

ANNEXE 1 : DEMONSTRATIONS DES FORMULES
 DES DEPLACEMENTS

I/ Déplacements de types cisaillement :

- a- Déplacement dû à la flexion de poteaux : " Δ_p " .
- b- Rotation du noeud due à la flexion de la poutre : " Δ_t " .
- c- Déplacement dû à la distorsion du noeud : " Δ_n " .

II/ Déplacement de type flexion globale du portique : " Δ_f "

- Cas particulier .
- Généralisation : calcul de la section effective A .
- Conclusion .

I- DEPLACEMENT DE TYPE CISAILLEMENT :

a/ Déplacement dû à la flexion du poteau :

Soit à utiliser le théorème de
MAXWELL-MOHR.

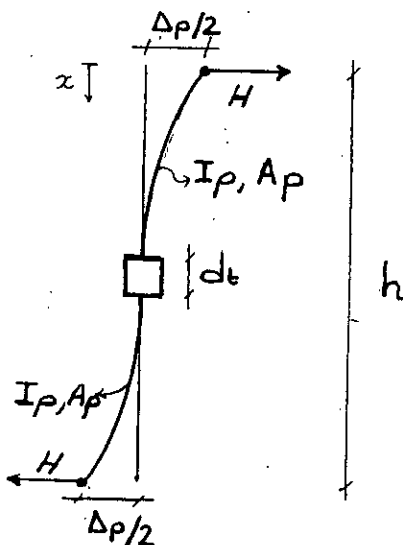
Le déplacement dû à la flexion de
poteau donné par l'expression :

$$\Delta P/2 = \int_0^{\frac{h-dt}{2}} \frac{\bar{M} \bar{M}}{E I_p} dx + \int_0^{\frac{h-dt}{2}} \lambda \frac{\bar{T} \bar{T}}{G A_p} dx$$

Avec : $\lambda = 1$: section en I

\bar{M} : Moment fléchissant sous charge unité

\bar{T} : Effort tranchant sous charge unité .



NB : Les poutres ainsi que le noeud sont considérés comme étant
infiniment rigides dans le plan considéré .

Dans ce cas :

$$\bar{M} = \delta M / \delta H$$

$$M = -H \cdot x \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -x$$

$$T = dM / dx = -H \quad \Rightarrow \quad \bar{T} = -1$$

Par la suite , on aura :

$$\Delta P/2 = \frac{1}{E I_p} \int_0^{\frac{h-dt}{2}} (-Hx) (-x) dx + \frac{1}{G A_p} \int_0^{\frac{h-dt}{2}} (-H) (-1) dx$$

Soit enfin ,

$$\Delta P/2 = \frac{H (h - dt)^3}{24 E I_p} + \frac{H (h - dt)}{2 G A_p}$$

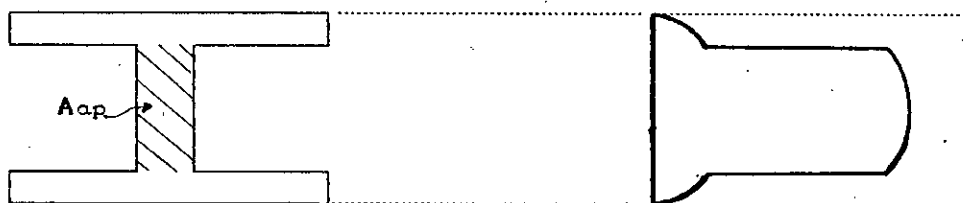
Par ailleurs, l'allure des contraintes de cisaillement dans une section en I, (schéma ci-dessous) montre que l'effort tranchant est localisé au niveau de la section de l'âme essentiellement.

Il est donc dans le sens de la sécurité de prendre comme section A_p du poteau, la section A_{ap} de l'âme de ce poteau.

De plus, le module de cisaillement de l'acier est donné par :
 $G = E/2.5$.

L'expression de Δ_p sera alors :

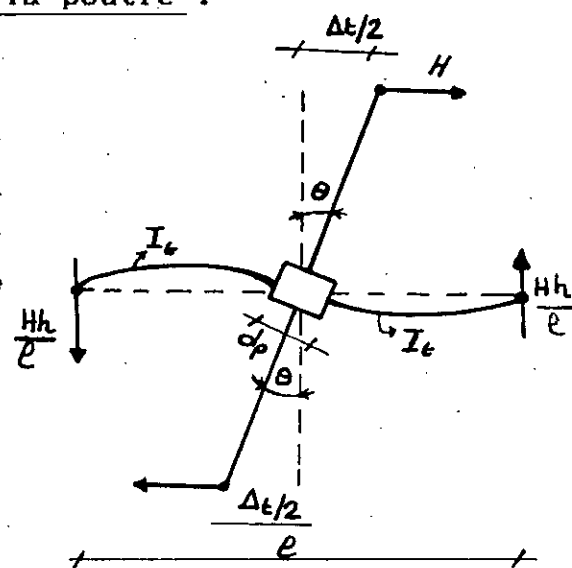
$$\Delta_p = \frac{H (h - dt)^3}{12 E I_p} + \frac{2.5 H (h - dt)}{E A_{ap}} \quad \text{c.q.f.d}$$



b/ Rotation du noeud due à la flexion de la poutre :

Idem pour la poutre, on utilisera le théorème de MAXWELL-MOHR pour déterminer l'angle θ de rotation de la poutre au niveau du noeud. Puis à partir de cet angle on pourra déterminer le déplacement latéral sachant que :

$$\Delta t/2 = h/2 \operatorname{tg} \theta \quad \text{avec} \quad \operatorname{tg} \theta \approx \theta \quad . (\theta \ll 10)$$



$$\theta = \int_0^{\frac{l-dp}{2}} \frac{M \bar{M}}{E I t} dx + \int_0^{\frac{l-dp}{2}} \lambda \frac{T \bar{T}}{GA t} dx$$

$\lambda = 1$. section en l.

où :

\bar{M} est le diagramme des moments fléchissants sous charge unité.

$$\bar{M} = \frac{-1}{\frac{l-dp}{2}} \cdot x \text{ de façon à avoir en } x = \frac{l-dp}{2}, \bar{M} = 1.$$

$$M = -\frac{Hh}{l} \cdot x$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } \theta &= 1/EIt \int_0^{\frac{l-dp}{2}} \left(-\frac{Hh}{l}\right) \cdot x \left(\frac{-x}{\frac{l-dp}{2}}\right) dx \\ &+ 1/GAt \int_0^{\frac{l-dp}{2}} \left(-\frac{Hh}{l}\right) \cdot \left(\frac{-1}{\frac{l-dp}{2}}\right) dx \end{aligned}$$

$$\theta = \frac{1}{EIt} \frac{Hh}{l} \frac{2}{l-dp} \left[-x^3/3\right]_0^{\frac{l-dp}{2}} + \frac{1}{GAt} \frac{Hh}{l} \frac{2}{l-dp} \left[-x\right]_0^{\frac{l-dp}{2}}$$

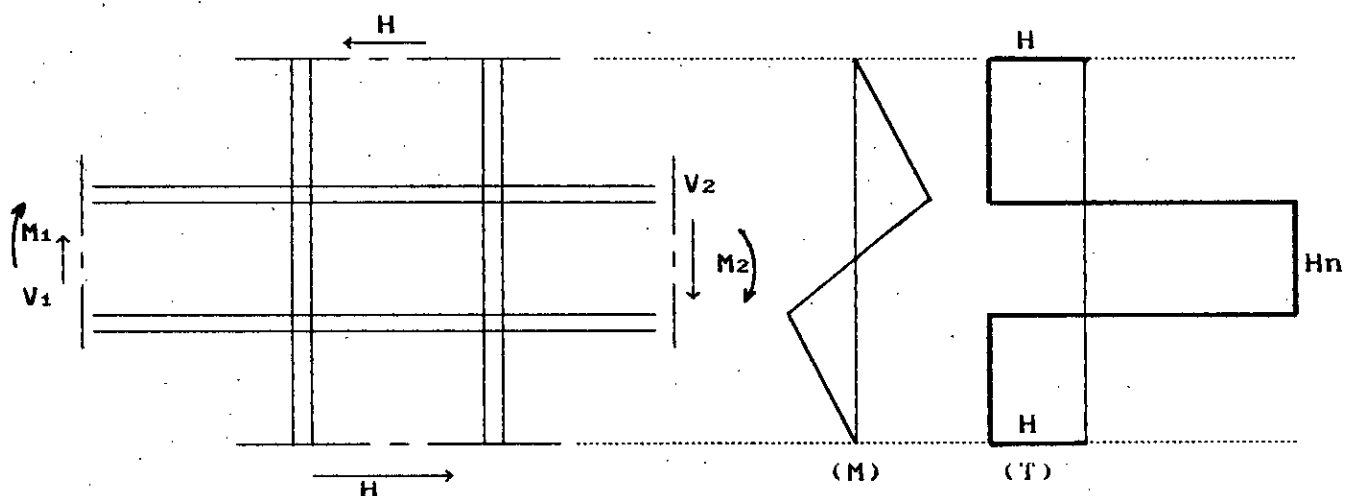
$$\theta = \frac{1}{3 EIt} \frac{Hh}{l} \frac{l-dp}{2}^2 + \frac{1}{GAt} \frac{Hh}{l}$$

donc $\Delta t = h \operatorname{tg} \theta \cong h \cdot \theta$

$$\text{soit } \Delta t = \frac{H h^2 (l-dp)^2}{12 E I t l} + \frac{1}{GAt} \frac{H h^2}{l}$$

de la même façon que précédemment on prendra $\begin{cases} A_t = A_{at} \\ G = E/2.5 \end{cases}$

$$\text{Donc on obtient : } \Delta t = \frac{H h^2 (l-dp)^2}{12 E I t l} + \frac{2.5}{E A_{at}} \frac{H h^2}{l} \text{ c.q.f.d !}$$

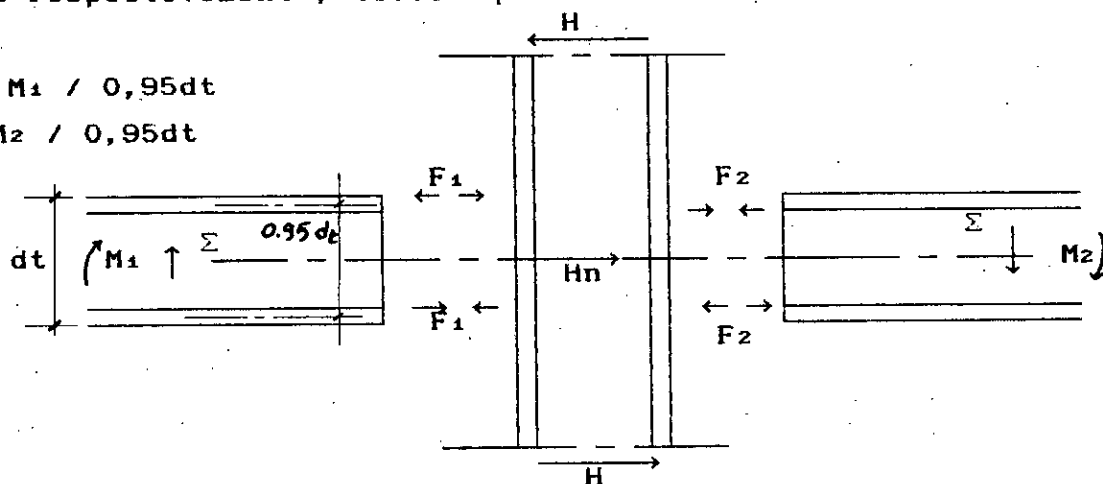
c/ Déplacement dû à la distorsion du noeud : Δn 

Le déplacement dû à la distorsion du noeud résulte de l'action des efforts sollicitant la zone panneau du noeud considéré. Les schémas ci-dessus permettent d'illustrer ces éléments de réduction. Ces efforts devront être déterminés afin d'analyser le déplacement Δn . Pour cela ramenons les efforts définis au niveau de l'aire délimitée par cette zone panneau ; soit le schéma suivant :

Les moments M_1 et M_2 sont équilibrés par des couples de forces F_1 et F_2 respectivement, telles que :

$$F_1 = M_1 / 0,95dt$$

$$F_2 = M_2 / 0,95dt$$



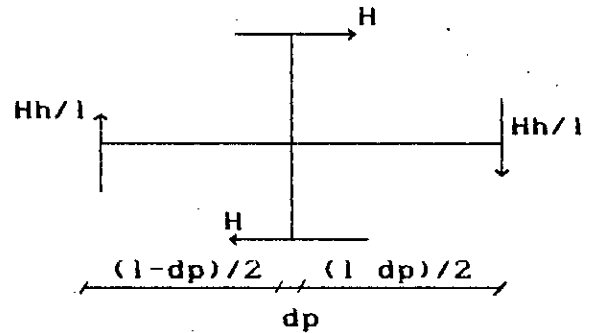
Soit une section Σ au milieu de l'aire de noeud, l'équilibre statique du noeud donne :

$$H_n = F_1 + F_2 - H$$

$$\text{soit : } H_n = \frac{M_1 + M_2}{0,95 dt} - H$$

or dans notre cas :

$$M_1 = M_2 = Hh/2l (1 - dp) = M$$



La loi de Hooke donne (pour un cisaillement pur) :

$$\gamma = \tau / G$$

$$\Rightarrow \Delta n = \gamma (h - dt) = \tau/G (h-dt)$$

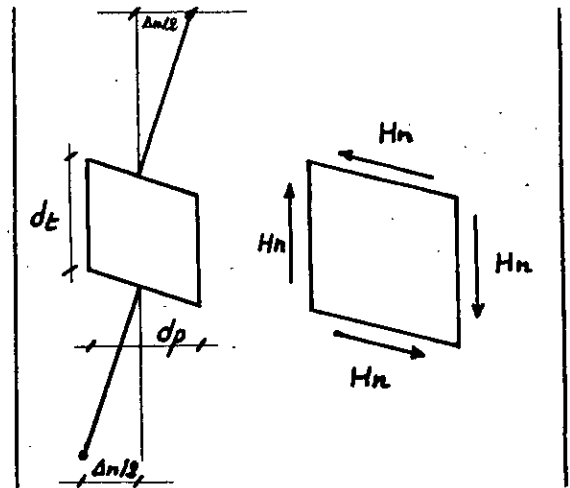
$$\text{or } \tau = H_n / (t \cdot dp) \\ = A/tdp [2M / 0,95dt - H]$$

$$\text{avec } M = Hh/2l (1 - dp)$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{1}{t \cdot dp} H \left[\frac{h}{0,95 dt} \cdot \left(\frac{1 - dp}{l} \right) - 1 \right]$$

$$\text{Soit : } \Delta n = \frac{H (h - dt)^2}{t dp dt \cdot G} \quad \text{avec } E/G = 2,5$$

$$\text{donc : } \Delta n = \frac{2.5 H (h - dt)^2}{t dp dt E}$$

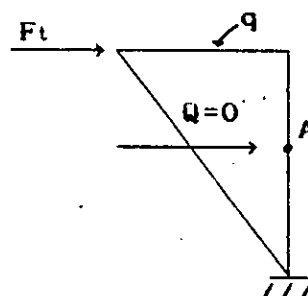
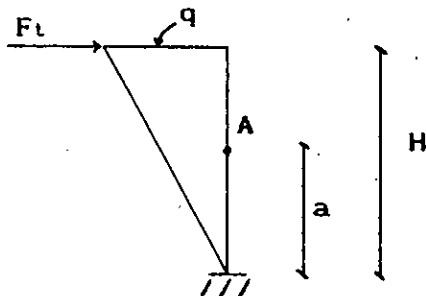


II/ Déplacement de type flexion globale du portique : Δf .

Le portique est assimilé à une console (schéma ci-dessous) soumise à l'action des forces horizontales représentées (F_t et q) telles que :

$$q \frac{H}{2} = V - F_t$$

$$\text{Soit } q = \frac{2(V - F_t)}{H}$$



En utilisant le théorème de Castigliano pour un point A quelconque sur la console on aura :

$$\Delta f(A) = 1/EI \int_0^H M(x) \frac{\delta M(x)}{\delta Q} dx \quad \text{avec } Q = 0$$

(artifice de calcul)

$$\text{où } M(x) = M_{F_t}(x) + M_q(x) + M_Q(x)$$

$$M_{F_t}(x) = - F_t \cdot x \quad \forall x \in [0, H] : \text{moment dû à la force } F_t .$$

$$M_q(x) = - q \frac{(H-x)x^2}{2H} + \frac{x^3}{3H} \quad \forall x \in [0, H] : \text{moment dû à la charge } q \text{ répartie.}$$

$$M_Q(x) = \begin{cases} 0 & x \in [0, H-a] \\ - Q [x - (H-a)] & x \in]H-a, H] : \text{moment dû à la charge } Q = 0 . \end{cases}$$

$$d'o\grave{u} \quad \Delta f(A) = \frac{1}{EI} \int_{H-a}^H M(x) \frac{\delta M(x)}{\delta Q} dx + \frac{1}{EI} \int_0^{H-a} M(x) \frac{\delta M(x)}{\delta Q} dx$$

Soit enfin :

$$\Delta f(A) = 1/EI \left[Ft x^3/3 + (a-H) Ft x^2/2 + q x^4/8 - q x^5/10H + (a-H)q x^4/8H + q x^5/15H + (a-H)qx^4/12H \right]_{H-a}^H$$

Pour avoir le déplacement de type flexion de tout le portique il suffira de poser : $a = H$. Le point A à considérer sera donc le sommet du portique .

L'expression du déplacement Δf de flexion du portique dans sa totalité due à la traction et compression des poteaux sera donc donnée par :

$$\Delta f = \frac{F_t H^3}{3 EI} + \frac{(V-F_t) H^3}{5.5 EI}$$

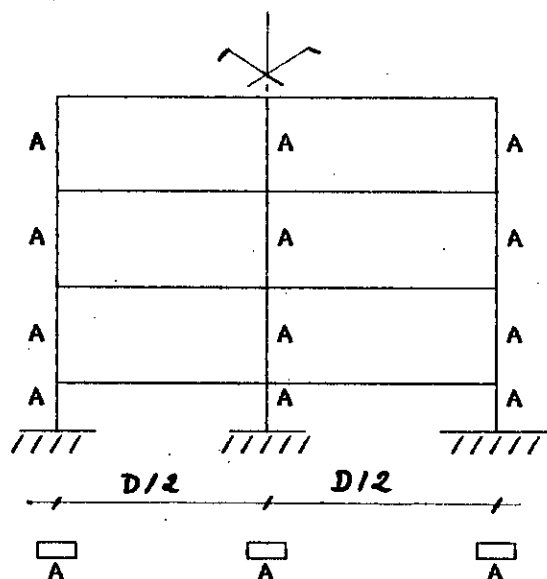
où I est l'inertie équivalente du portique considéré .

Pour la détermination de cette inertie considérons le cas particulier suivant .

Cas particulier :

Considérons le portique à deux travées dont les files de poteaux sont constitués de poteaux de sections identiques A .

Si on néglige l'inertie de chaque poteau par rapport à son axe alors, l'inertie I sera obtenue en assimilant le portique à une console, par :



$$I = A (D/2)^2 + A (D/2)^2 = A D^2 / 2$$

$$\text{Soit : } 2I = AD^2$$

L'expression de Δ_f deviendra alors :

$$\Delta_f = \frac{2 F_t H^3}{3 EAD^2} + \frac{2(V-F_t) H^3}{5.5 EA D^2} \quad \dots (*)$$

Généralisation :

A fin de généraliser la formulation de Δ_f pour des cas de portiques quelconques, l'idée est de se ramener à un portique équivalent en terme de déplacement, mais qu'il soit à deux travées et à poteaux identiques, tel que le cas particulier cité ci-dessus.

Pour cela, la même formule sera donc utilisée en définissant une section effective A du portique à partir des sections réelles des poteaux le constituant et ce, selon des étapes que l'on étudiera

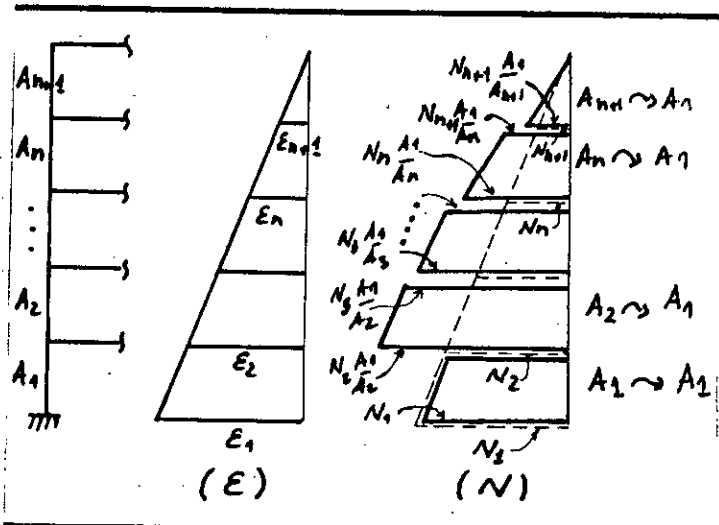
ultérieurement .

Cette section devra tenir compte d'une part , de l'augmentation du nombre de files de poteau et d'autre part, de la variation de la section des poteaux en élévation .

1ère étape :

Considérons une file de poteaux de sections différentes A_1 jusqu'à A_{n+1} (pour un portique R+n)

NB : La section des poteaux décroît en élévation .
Adoptons la première section A_1 pour tout les poteaux de la file.
Il faudra donc augmenter l'effort N_i pour les niveaux supérieurs de



façon à avoir les mêmes déplacements . (on suppose que la distribution de l'effort normal en élévation est linéaire .

$$\epsilon_i = \sigma_i / E = N_i / EA_i = N'_i / EA_1 \Rightarrow N'_i = EA_1 N_i / EA_i$$

$$\text{soit } N'_i = N_i (A_1 / A_i)$$

On obtient donc un deuxième diagramme d'effort normal .

Le rapport des aires des deux diagrammes nous permet de calculer le coefficient correcteur qui réduira la section A_1 supposée constante , de façon à avoir les mêmes résultats en terme de déplacements .

Soient W_1 : l'aire de la surface triangulaire en pointillés

W_2 : l'aire de la surface corrigée .

$$W_1 = N_1 (n+1) h / 2$$

$$W_2 = h / 2 \left[(N_1 + N_2) + \left(N_2 \frac{A_1}{A_2} + N_3 \frac{A_1}{A_2} \right) + \dots + \left(N_n \frac{A_1}{A_n} + N_{n+1} \frac{A_1}{A_n} \right) + N_{n+1} \right]$$

$$W_2 = h/2 \left[\left(\sum_{i=1}^n \left(N_i \frac{A_1}{A_i} + N_{i+1} \frac{A_1}{A_i} \right) \right) + N_{n+1} \right]$$

$$\text{or } N_i = \frac{n + 2 - i}{n + 1} N_1 \quad \text{d'où } N_{n+1} = N_1 / (n+1)$$

$$N_{i+1} = \frac{n + 2 - i}{n + 1} N_1$$

$$W_2 \text{ devient en fin : } W_2 = h/2 \left[\left(\frac{N_1 A_1}{n+1} \sum_{i=1}^n \frac{2(n-i) + 2}{A_i} \right) + \frac{N_1}{n+1} \right]$$

Le coefficient correcteur C est alors ,

$$C = \frac{W_2}{W_1} = \left[\left(\frac{A_1}{(n+1)^2} \sum_{i=1}^n \frac{2(n-i) + 3}{A_i} \right) + \frac{N_1}{(n+1)^2} \right] \geq 1$$

La section effective constante pour la file considérée sera donc donnée par :

$$A_{o1} = A_1 / C \quad \dots(1)$$

2eme ETAPE :

Considérons maintenant un portique à plusieurs files de poteaux mais dont chacune est à section constante des poteaux .

Soit N le nombre de files de poteaux. On distingue deux cas :

* N paire :

$$I = 2 \sum_{i=1}^{N/2} A_i D_i^2$$

avec $D_i = D/2 - (i-1) D/N-1$

soit

$$I = 2 \sum_{i=1}^{\frac{N-1}{2}} A_i \left(\frac{D}{2} \right)^2 \left(\frac{N - 2i + 1}{N - 1} \right)^2$$

* N impaire :

$$I = 2 \sum_{i=1}^{\frac{N-1}{2}} A_i D_i^2$$

$D_i = D/2 - (i-1) D / (N-1)$

$$\text{Soit : } I = 2 \sum_{i=1}^{(N-1)/2} A_i \left(\frac{D}{2} \right)^2 \left(\frac{N - 2i + 1}{N - 1} \right)^2$$

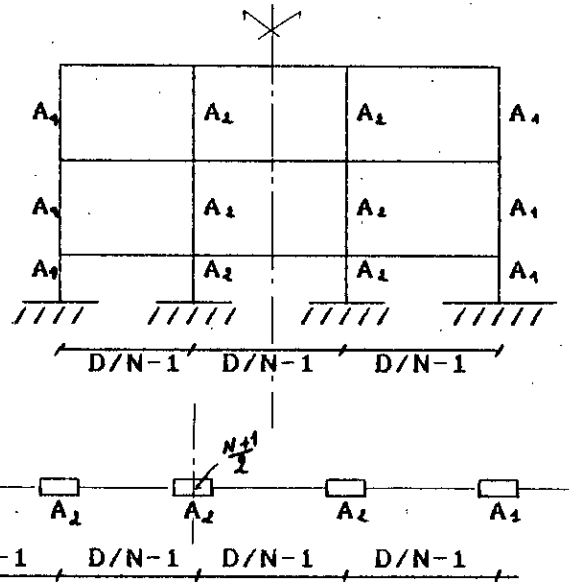
Par ailleurs, on a : $I = A D^2 / 2$ A : section effective finale.

La section effective A sera donc donnée par :

$$A = \begin{cases} 2 \sum_{i=1}^{N/2} A_i \left(\frac{N - 2i + 1}{N - 1} \right)^2 & \text{N paire} \\ 2 \sum_{i=1}^{\frac{N-1}{2}} A_i \left(\frac{N - 2i + 1}{N - 1} \right)^2 & \text{N impaire} \end{cases} \dots (2)$$

Conclusion :

Pour un portique autostable quelconque (R+n) avec N files de poteaux, on procédera par les deux étapes suivantes :



. Uniformiser la section dans chaque file de poteaux par la formule (1) en utilisant le coefficient correcteur C .

Dans notre cas il suffit d'uniformier la première et la deuxième file de poteaux seulement, car les files de rives sont les mêmes et les files intermédiaires sont identiques entre elles .

.. Déterminer la section effective à partir des sections corrigées et uniformisées dans l'étape précédente et ce, moyennant l'expression (2) ci-avant .

De cette façon on aura défini la section effective A équivalente du portique considéré , qui sera introduite dans la formule (*) pour le calcul de la composante Δf .

ANNEXE 2 /

TABLEAUX RECAPITULATIFS DES RESULTATS
DE CALCULS DES DEPLACEMENTS

* Tableaux : 1.a R+3 composante " Δp "
 1.b R+7 composante " Δp "
 1.c R+13 composante " Δp "

* Tableaux : 2.a R+3 composante " Δt "
 2.b R+7 composante " Δt "
 2.c R+13 composante " Δt "

* Tableaux : 3.a R+3 composante " Δn "
 3.b R+7 composante " Δn "
 3.c R+13 composante " Δn "

* Tableaux : 4.a R+3 composante " Δf "
 4.b R+7 composante " Δf "
 4.c R+13 composante " Δf "

NB : Chaque composante de déplacement a été calculée moyennant deux formules :

Δ : Selon la formule exacte

Δ' : Selon la formule simplifiée, en négligeant la profondeur de l'élément devant la hauteur de niveau .

TABLEAU 1.a " R + 3 "

h(m)	4 files de poteaux				5 files de poteaux			
	Δp (cm)	$\Delta' p$ (cm)	HEA	IPE	Δp (cm)	$\Delta' p$ (cm)	HEA	IPE
3.0	0.639	0.969	280	450	0.826	1.212	240	400
3.1	0.707	1.062	280	450	0.736	1.019	260	360
3.2	0.781	1.160	280	450	0.782	1.115	260	400
3.3	0.860	1.265	280	450	0.862	1.217	260	400
3.4	0.731	1.058	300	450	0.947	1.326	260	400
3.5	0.800	1.148	300	450	1.038	1.442	260	400
3.6	0.874	1.244	300	450	1.089	1.565	260	450
3.7	0.915	1.345	300	500	0.967	1.317	280	400
3.8	0.996	1.452	300	500	1.052	1.424	280	400
3.9	1.083	1.565	300	500	1.099	1.536	280	450
4.0	0.953	1.362	320	500	1.193	1.655	280	450

h(m)	6 files de poteaux				7 files de poteaux			
	Δp (cm)	$\Delta' p$ (cm)	HEA	IPE	Δp (cm)	$\Delta' p$ (cm)	HEA	IPE
3.0	0.709	0.969	240	330	0.846	1.129	220	300
3.1	0.786	1.065	240	330	0.911	1.242	220	330
3.2	0.868	1.167	240	330	1.009	1.363	220	330
3.3	0.931	1.276	240	360	1.083	1.492	220	360
3.4	1.024	1.392	240	360	1.193	1.630	220	360
3.5	1.085	1.516	240	400	0.961	1.263	240	330
3.6	1.189	1.647	240	400	1.475	1.932	220	330
3.7	1.025	1.356	260	360	1.148	1.498	240	330
3.8	1.115	1.467	260	360	1.220	1.611	240	360
3.9	1.175	1.584	260	400	1.328	1.742	240	360
4.0	1.275	1.707	260	400	1.397	1.879	240	400

TABLEAU 1.b " R + 7 "

h(m)	4 files de poteaux				5 files de poteaux			
	Δp (cm)	$\Delta' p$ (cm)	HEA	IPE	Δp (cm)	$\Delta' p$ (cm)	HEA	IPE
3.0	0.575	0.865	300	450	0.739	1.073	260	400
3.1	0.635	0.945	300	450	0.817	1.176	260	400
3.2	0.699	1.031	300	450	0.861	1.286	260	450
3.3	0.724	1.106	300	500	0.767	1.078	280	400
3.4	0.779	1.178	300	500	0.824	1.150	280	400
3.5	0.837	1.253	300	500	0.885	1.225	280	400
3.6	0.898	1.332	300	500	0.947	1.303	280	400
3.7	0.961	1.413	300	500	0.975	1.385	280	450
3.8	1.028	1.499	300	500	1.043	1.469	280	450
3.9	0.892	1.284	320	500	1.115	1.558	280	450
4.0	0.950	1.357	320	500	1.189	1.649	280	450

h(m)	6 files de poteaux				7 files de poteaux			
	Δp (cm)	$\Delta' p$ (cm)	HEA	IPE	Δp (cm)	$\Delta' p$ (cm)	HEA	IPE
3.0	0.754	1.119	240	360	0.948	1.303	220	330
3.1	0.880	1.228	240	360	1.083	1.433	220	300
3.2	0.937	1.346	240	400	0.834	1.121	240	330
3.3	1.019	1.449	240	400	0.906	1.208	240	330
3.4	0.873	1.181	260	360	0.975	1.291	240	330
3.5	0.938	1.259	260	360	1.049	1.378	240	330
3.6	1.006	1.341	260	360	1.099	1.469	240	360
3.7	1.042	1.425	260	400	1.177	1564	240	360
3.8	1.115	1.514	260	400	1.259	1.663	240	360
3.9	1.191	1.606	260	400	1.304	1.766	240	400
4.0	1.271	1.701	260	400	1.393	1.873	240	400

TABLEAU 1.c " R + 13 "

h(m)	4 files de poteaux				5 files de poteaux			
	Δ_p (cm)	Δ'_p (cm)	HEA	IPE	Δ_p (cm)	Δ'_p (cm)	HEA	IPE
3.0	0.686	1.041	280	450	0.714	0.998	260	360
3.1	0.747	1.122	280	450	0.777	1.077	260	360
3.2	0.831	1.207	280	400	0.814	1.116	260	400
3.3	0.842	1.297	280	500	0.883	1.247	260	400
3.4	0.736	1.069	300	450	0.956	1.339	260	400
3.5	0.797	1.144	300	450	1.034	1.436	260	400
3.6	0.859	1.222	300	450	1.070	1.538	260	450
3.7	0.924	1.305	300	450	1.154	1.645	260	450
3.8	0.955	1.392	300	500	1.008	1.365	280	400
3.9	1.025	1.482	300	500	1.082	1.455	280	400
4.0	1.100	1.577	300	500	1.160	1.549	280	400

h(m)	6 files de poteaux				7 files de poteaux			
	Δ_p (cm)	Δ'_p (cm)	HEA	IPE	Δ_p (cm)	Δ'_p (cm)	HEA	IPE
3.0	0.762	1.041	240	330	0.882	1.213	220	330
3.1	0.830	1.125	240	330	0.963	1.312	220	330
3.2	0.878	1.214	240	360	1.049	1.418	220	330
3.3	0.954	1.307	240	360	1.109	1.529	220	360
3.4	1.034	1.406	240	360	1.205	1.646	220	360
3.5	1.119	1.510	240	360	0.957	1.258	240	330
3.6	1.168	1.619	240	400	1.033	1.349	240	330
3.7	1.261	1.733	240	400	1.114	1.444	240	330
3.8	1.069	1.405	260	360	1.198	1.544	240	330
3.9	1.148	1.500	260	360	1.287	1.649	240	330
4.0	1.231	1.598	260	360	1.349	1.759	240	360

TABLEAU 2.a " R + 3 "

h(m)	4 files de poteaux				5 files de poteaux			
	Δt (cm)	$\Delta' t$ (cm)	HEA	IPE	Δt (cm)	$\Delta' t$ (cm)	HEA	IPE
3.0	0.795	0.855	280	450	0.655	0.711	240	400
3.1	0.850	0.914	280	450	0.969	1.060	260	360
3.2	0.907	0.975	280	450	0.741	0.810	260	400
3.3	0.966	1.039	280	450	0.789	0.863	260	400
3.4	1.021	1.105	300	450	0.836	0.917	260	400
3.5	1.084	1.173	300	450	0.890	0.936	260	400
3.6	1.149	1.243	300	450	0.659	0.720	260	450
3.7	0.866	0.936	300	500	0.990	1.092	280	400
3.8	0.915	0.989	300	500	1.047	1.154	280	400
3.9	0.965	1.044	300	500	0.771	0.849	280	450
4.0	1.012	1.100	320	500	0.818	0.895	280	450

h(m)	6 files de poteaux				7 files de poteaux			
	Δt (cm)	$\Delta' t$ (cm)	HEA	IPE	Δt (cm)	$\Delta' t$ (cm)	HEA	IPE
3.0	0.795	0.882	240	330	0.769	0.862	220	300
3.1	0.850	0.943	240	330	0.597	0.668	220	330
3.2	0.907	1.006	240	330	0.636	0.713	220	330
3.3	0.712	0.790	240	360	0.501	0.561	220	360
3.4	0.754	0.839	240	360	0.535	0.596	220	360
3.5	0.577	0.639	240	400	0.756	0.856	240	330
3.6	0.611	0.677	240	400	0.809	0.907	220	330
3.7	0.892	0.999	260	360	0.847	0.960	240	330
3.8	0.942	1.055	260	360	0.660	0.747	240	360
3.9	0.713	0.798	260	400	0.696	0.789	240	360
4.0	0.751	0.840	260	400	0.527	0.597	240	400

TABLEAU 2.b " R + 7 "

h(m)	4 files de poteaux				5 files de poteaux			
	Δt (cm)	$\Delta' t$ (cm)	HEA	IPE	Δt (cm)	$\Delta' t$ (cm)	HEA	IPE
3.0	0.913	0.986	300	450	0.750	0.820	260	400
3.1	0.975	1.053	300	450	0.801	0.876	260	400
3.2	1.040	1.125	300	450	0.598	0.654	260	450
3.3	0.778	0.841	300	500	0.890	0.980	280	400
3.4	0.810	0.876	300	500	0.927	1.021	280	400
3.5	0.843	0.911	300	500	0.964	1.062	280	400
3.6	0.876	0.947	300	500	1.002	1.105	280	400
3.7	0.910	0.984	300	500	0.727	0.801	280	450
3.8	0.944	1.021	300	500	0.754	0.831	280	450
3.9	0.974	1.058	320	500	0.782	0.861	280	450
4.0	1.009	1.097	320	500	0.809	0.892	280	450

h(m)	6 files de poteaux				7 files de poteaux			
	Δt (cm)	$\Delta' t$ (cm)	HEA	IPE	Δt (cm)	$\Delta' t$ (cm)	HEA	IPE
3.0	0.678	0.751	240	360	0.645	0.722	220	330
3.1	0.724	0.802	240	360	0.949	1.063	220	300
3.2	0.555	0.615	240	400	0.726	0.822	240	330
3.3	0.582	0.644	240	400	0.761	0.862	240	330
3.4	0.835	0.934	260	360	0.793	0.878	240	330
3.5	0.868	0.972	260	360	0.825	0.934	240	330
3.6	0.903	1.010	260	360	0.633	0.717	240	360
3.7	0.673	0.752	260	400	0.657	0.744	240	360
3.8	0.698	0.780	260	400	0.681	0.771	240	360
3.9	0.723	0.809	260	400	0.508	0.574	240	400
4.0	0.748	0.838	260	400	0.526	0.595	240	400

TABLEAU 2.c " R + 13 "

h(m)	4 files de poteaux				5 files de poteaux			
	Δt (cm)	$\Delta' t$ (cm)	HEA	IPE	Δt (cm)	$\Delta' t$ (cm)	HEA	IPE
3.0	0.854	0.918	280	450	0.974	1.065	260	360
3.1	0.898	0.966	280	450	1.024	1.120	260	360
3.2	1.353	1.457	280	400	0.771	0.843	260	400
3.3	0.706	0.758	280	500	0.808	0.884	260	400
3.4	1.032	1.116	300	450	0.847	0.926	260	400
3.5	1.080	1.168	300	450	0.886	0.990	260	400
3.6	1.130	1.222	300	450	0.647	0.708	260	450
3.7	1.180	1.277	300	450	0.750	0.890	260	450
3.8	0.877	0.948	300	500	1.003	1.106	280	400
3.9	0.914	0.989	300	500	1.046	1.154	280	400
4.0	0.953	1.030	300	500	1.090	1.202	280	400

3.0	0.854	0.947	240	330	0.600	0.672	220	330
3.1	0.898	0.996	240	330	0.631	0.706	220	330
3.2	0.696	0.771	240	360	0.662	0.741	220	330
3.3	0.730	0.809	240	360	0.514	0.575	220	360
3.4	0.764	0.848	240	360	0.538	0.602	220	360
3.5	0.800	0.887	240	360	0.752	0.852	240	330
3.6	0.600	0.665	240	400	0.787	0.891	240	330
3.7	0.627	0.695	240	400	0.822	0.931	240	330
3.8	0.903	1.011	260	360	0.857	0.972	240	330
3.9	0.942	1.055	260	360	0.894	1.013	240	330
4.0	0.981	1.099	260	360	0.687	0.778	240	360

TABLEAU 3.a " R + 3 "

h(m)	4 files de poteaux				5 files de poteaux			
	Δ_n (cm)	Δ'_n (cm)	HEA	IPE	Δ_n (cm)	Δ'_n (cm)	HEA	IPE
3.0	0.799	1.105	280	450	0.877	1.168	240	400
3.1	0.866	1.186	280	450	1.000	1.281	260	360
3.2	0.937	1.269	280	450	0.945	1.234	260	400
3.3	1.012	1.356	280	450	1.018	1.318	260	400
3.4	0.954	1.267	300	450	1.095	1.406	260	400
3.5	1.025	1.349	300	450	1.174	1.500	260	400
3.6	1.098	1.434	300	450	1.080	1.414	260	450
3.7	1.024	1.370	300	500	1.166	1.465	280	400
3.8	1.094	1.451	300	500	1.243	1.552	280	400
3.9	1.167	1.535	300	500	1.143	1.460	280	450
4.0	1.097	1.430	320	500	1.215	1.543	280	450

h(m)	6 files de poteaux				7 files de poteaux			
	Δ_n (cm)	Δ'_n (cm)	HEA	IPE	Δ_n (cm)	Δ'_n (cm)	HEA	IPE
3.0	0.897	1.132	240	330	0.987	1.218	220	300
3.1	0.970	1.215	240	330	0.948	1.188	220	330
3.2	1.046	1.301	240	330	1.023	1.272	220	330
3.3	1.011	1.274	240	360	0.984	1.246	220	360
3.4	1.086	1.358	240	360	1.026	1.328	220	360
3.5	1.021	1.301	240	400	1.078	1.315	240	330
3.6	1.093	1.383	240	400	1.353	1.640	220	330
3.7	1.223	1.500	260	360	1.230	1.483	240	330
3.8	1.303	1.590	260	360	1.180	1.440	240	360
3.9	1.219	1.514	260	400	1.255	1.524	240	360
4.0	1.300	1.600	260	400	1.174	1.449	240	400

TABLEAU 3. b " R + 7 "

h(m)	4 files de poteaux				5 files de poteaux			
	Δ_n (cm)	Δ'_n (cm)	HEA	IPE	Δ_n (cm)	Δ'_n (cm)	HEA	IPE
3.0	0.808	1.118	300	450	0.931	1.240	260	400
3.1	0.876	1.199	300	450	1.009	1.330	260	400
3.2	0.947	1.283	300	450	0.934	1.265	260	450
3.3	0.875	1.215	300	500	1.004	1.300	280	400
3.4	0.924	1.270	300	500	1.058	1.358	280	400
3.5	0.974	1.326	300	500	1.112	1.418	280	400
3.6	1.025	1.382	300	500	1.168	1.478	280	400
3.7	1.077	1.439	300	500	1.056	1.369	280	450
3.8	1.129	1.450	300	500	1.107	1.424	280	450
3.9	1.045	1.375	320	500	1.195	1.481	280	450
4.0	1.091	1.424	320	500	1.211	1.538	280	450

h(m)	4 files de poteaux				5 files de poteaux			
	Δ_n (cm)	Δ'_n (cm)	HEA	IPE	Δ_n (cm)	Δ'_n (cm)	HEA	IPE
3.0	0.927	1.198	240	360	1.012	1.278	220	330
3.1	1.004	1.285	240	360	1.230	1.507	220	300
3.2	0.947	1.239	240	400	1.005	1.250	240	330
3.3	1.006	1.302	240	400	1.065	1.315	240	330
3.4	1.112	1.391	260	360	1.121	1.374	240	330
3.5	1.169	1.452	260	360	1.177	1.435	240	330
3.6	1.226	1.514	260	360	1.111	1.371	240	360
3.7	1.129	1.419	260	400	1.164	1.428	240	360
3.8	1.182	1.477	260	400	1.218	1.486	240	360
3.9	1.236	1.535	260	400	1.112	1.390	240	400
4.0	1.219	1.594	260	400	1.170	1.444	240	400

TABLEAU 3.c " R + 13 "

h(m)	4 files de poteaux				5 files de poteaux			
	Δn (cm)	$\Delta' n$ (cm)	HEA	IPE	Δn (cm)	$\Delta' n$ (cm)	HEA	IPE
3.0	0.858	1.187	280	450	0.993	1.282	260	360
3.1	0.916	1.253	280	450	1.059	1.353	260	360
3.2	1.137	1.485	280	400	0.983	1.283	260	400
3.3	0.900	1.251	280	500	1.043	1.351	260	400
3.4	0.964	1.280	300	450	1.105	1.420	260	400
3.5	1.021	1.344	300	450	1.169	1.491	260	400
3.6	1.079	1.409	300	450	1.064	1.390	260	450
3.7	1.139	1.477	300	450	1.123	1.456	260	450
3.8	1.049	1.391	300	500	1.191	1.498	280	400
3.9	1.105	1.544	300	500	1.253	1.556	280	400
4.0	1.163	1.519	300	500	1.316	1.625	280	400

h(m)	6 files de poteaux				7 files de poteaux			
	Δn (cm)	$\Delta' n$ (cm)	HEA	IPE	Δn (cm)	$\Delta' n$ (cm)	HEA	IPE
3.0	0.963	1.216	240	330	0.942	1.189	220	330
3.1	1.084	1.284	240	330	1.002	1.255	220	330
3.2	0.977	1.240	240	360	1.064	1.323	220	330
3.3	1.036	1.305	240	360	1.013	1.276	220	360
3.4	1.097	1.372	240	360	1.072	1.341	220	360
3.5	1.159	1.440	240	360	1.074	1.309	240	330
3.6	1.074	1.359	240	400	1.133	1.373	240	330
3.7	1.133	1.424	240	400	1.193	1.439	240	330
3.8	1.248	1.524	260	360	1.255	1.506	240	330
3.9	1.316	1.593	260	360	1.319	1.574	240	330
4.0	1.378	1.664	260	360	1.248	1.507	240	360

tableau 4. a " R + 3 "

4 files de poteaux				5 files de poteaux		
h(m)	A(cm ²)	Δf_1 (cm)	Δf_2 (cm)	A(cm ²)	Δf (cm)	Δf (cm)
3.2	205.25	0.023	0.039	201.49	0.023	0.040
3.4	214.00	0.026	0.046	216.20	0.026	0.045
3.6	237.17	0.028	0.050	220.44	0.031	0.054
3.8	239.75	0.033	0.059	236.63	0.034	0.059
4.0	246.75	0.038	0.067	247.72	0.038	0.067

6 files de poteaux				7 files de poteaux		
h(m)	A(cm ²)	Δf (cm)	Δf (cm)	A(cm ²)	Δf (cm)	Δf (cm)
3.2	216.33	0.021	0.037	209.73	0.022	0.038
3.4	216.33	0.026	0.045	214.57	0.026	0.046
3.6	224.99	0.030	0.053	236.08	0.029	0.050
3.8	248.18	0.032	0.057	245.16	0.033	0.057
4.0	248.18	0.038	0.067	245.16	0.039	0.068

h : est la hauteur d'étage

A : est la section effective (constante) du portique calculée à partir de la formule 2 (annexe 1)

Δf_1 : Déplacement de type flexion (relatif) de l'avant dernier niveau du portique .

Δf_2 : Déplacement de type flexion du portique entier .

Tableau 4.b " R + 7 "

4 files de poteaux				6 files de poteaux		
h(m)	A(cm ²)	Δf (cm)	Δf (cm)	A(cm ²)	Δf (cm)	Δf (cm)
3.2	307.18	0.121	0.405	289.41	0.120	0.416
3.4	314.01	0.131	0.465	317.93	0.130	0.459
3.6	328.40	0.150	0.514	317.93	0.150	0.531
3.8	347.76	0.160	0.557	349.84	0.160	0.553
4.0	349.29	0.180	0.632	353.37	0.180	0.625

6 files de poteaux				7 files de poteaux		
h(m)	A(cm ²)	Δf (cm)	Δf (cm)	A(cm ²)	Δf (cm)	Δf (cm)
3.2	314.29	0.111	0.397	313.58	0.110	0.397
3.4	315.22	0.131	0.463	321.13	0.130	0.554
3.6	33.63	0.150	0.506	338.09	0.140	0.499
3.8	333.63	0.170	0.580	351.15	0.160	0.551
4.0	352.68	0.180	0.626	359.93	0.180	0.613

h : est la hauteur d'étage

A : est la section effective (constante) du portique calculée à partir de la formule 2 (annexe 1)

Δf_1 : Déplacement de type flexion (relatif) de l'avant dernier niveau du portique .

Δf_2 : Déplacement de type flexion du portique entier .

TABLEAU 4.C " R + 13 "

4 files de poteaux				5 files de poteaux		
h(m)	A(cm ²)	Δf (cm)	Δf (cm)	A(cm ²)	Δf (cm)	Δf (cm)
3.2	384.68	0.340	2.170	381.40	0.340	2.177
3.4	397.82	0.390	2.454	387.04	0.400	2.523
3.6	426.08	0.420	2.658	413.19	0.430	2.741
3.8	439.22	0.470	2.969	425.57	0.480	3.065
4.0	460.61	0.510	3.389	435.97	0.540	3.442

6 files de poteaux				7 files de poteaux		
h(m)	A(cm ²)	Δf (cm)	Δf (cm)	A(cm ²)	Δf (cm)	Δf (cm)
3.2	381.33	0.350	2.189	385.40	0.340	2.166
3.4	389.89	0.390	2.504	415.06	0.370	2.352
3.6	422.00	0.420	2.684	417.71	0.430	2.711
3.8	429.61	0.480	3.038	431.77	0.470	3.021
4.0	443.39	0.530	3.365	456.22	0.510	3.270

h : est la hauteur d'étage

A : est la section effective (constante) du portique calculée à partir de la formule 2 (annexe 1)

Δf_1 : Déplacement de type flexion (relatif) de l'avant dernier niveau du portique .

Δf_2 : Déplacement de type flexion du portique entier .

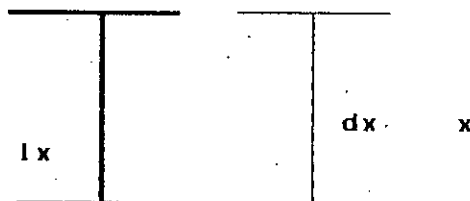
ANNEXE 3 / VARIATION DES INERTIES DES PROFILES

AVEC LEURS PROFONDEURS RESPECTIVES

(ELEVEES AU CARRE)

- OBJECTIF :

Dans cette annexe , on étudiera les courbes de variations $I_x = f(dx^2)$ pour les différents types de profilés métalliques utilisés dans la construction des portiques autostables .



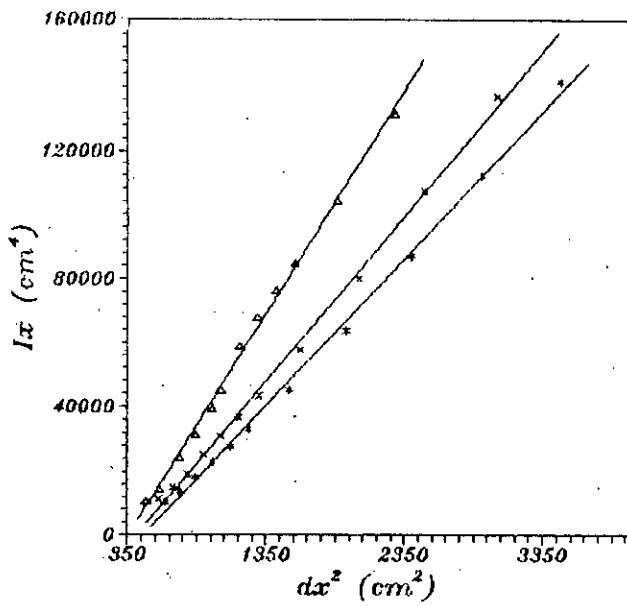
I_x : étant le moment d'inertie du profilé considéré par rapport à l'axe X-X de grande inertie .

dx : étant la profondeur de section du profilé .

Les profilés HEA , HEB et HEM représentent , en général , les poteaux dans les ossatures métalliques autostables . Alors que les profilés IPE , IPE-R et IPE-A représentent plutôt les poutres de ces ossatures .

Analysons , donc cette variation $I_x = f(dx^2)$ pour ces différents types de profilés .

Soient alors les graphes ci-après .

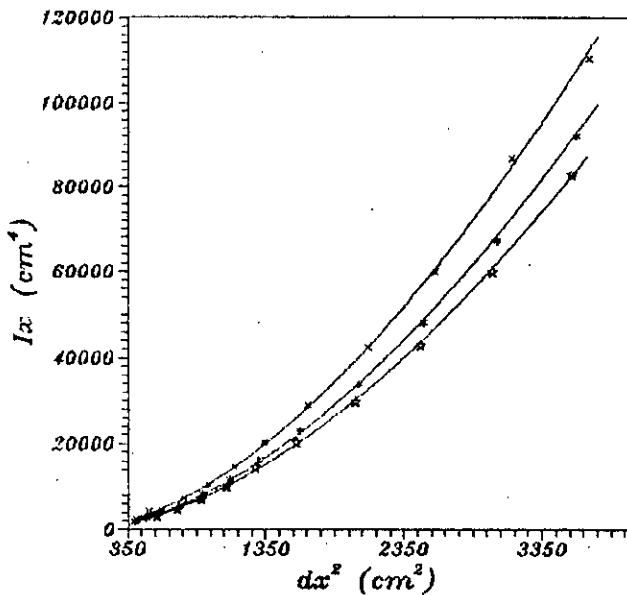


VARIATION DE L'INERTIE DU
 PROFILE EN FONCTION
 DU CARRE DE SA PROFONDEUR

$$I_x = F(dx^2)$$

- ***** Profiles: HEA
- ***** Profiles: HEB
- ***** Profiles: HEM

I_x : Moment d'inertie dans
 le plan X-X
 dx : Profondeur de profile

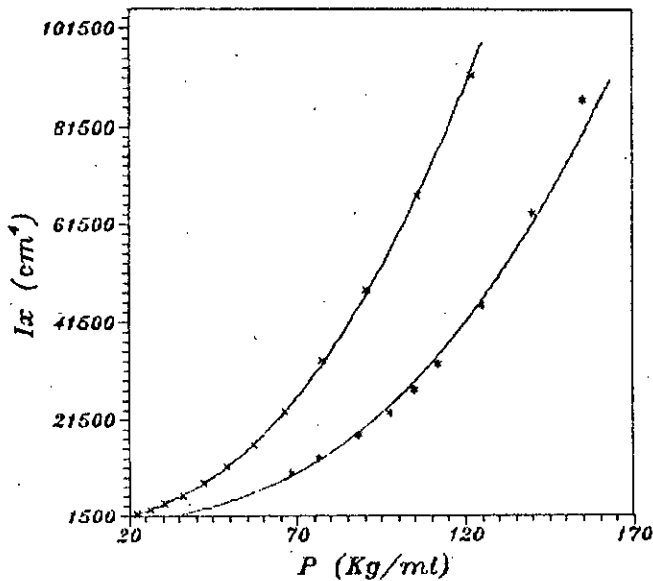


VARIATION DE L'INERTIE DU
 PROFILE EN FONCTION
 DU CARRE DE SA PROFONDEUR

$$I_x = F(dx^2)$$

- ***** Profiles: IPE
- ***** Profiles: IPE.R
- ***** Profiles: IPE.A

I_x : Moment d'inertie dans
 le plan X-X
 dx : Profondeur de profile



VARIATION DE L'INERTIE DU
 PROFILE EN FONCTION
 DE SON POIDS PAR METRE LINEAIRE

$$I_x = F(P)$$

- ***** Profiles: HEA
- ***** Profiles: IPE

I_x : Moment d'inertie dans
 le plan X-X
 P : Poids de profile par
 metre lineaire

Figure 7

- Commentaire :

L'étude des courbes de variations $I_x = f(dx^2)$, pour les différents types de profilés métalliques, permet de conclure que :

* L'inertie du poteau I_p varie approximativement comme le carré de sa profondeur d_p .

* L'inertie de la poutre I_t varie approximativement comme le carré de la profondeur de poutre d_t .

L'influence des inerties des éléments de l'ossature sur les différentes composantes du déplacement se réduit alors à l'influence des profondeurs de profilés les constituant .

Par conséquent , dans l'étude des différents paramètres influençant les déplacements (Chapitre IV) on parlera des profondeurs de poteaux (respect . profondeurs de poutres) pour faire allusion aux inerties de poteaux (respect, inerties de poutres) .

NB : Par ailleurs , pour une même profondeur de profilés , le choix du type de profilé métallique à admettre peut entraîner une augmentation assez appréciable de son inertie . Ce choix pourrait être d'une importance capitale dans la conception parasismique des ossatures autostables . Cependant une étude économique consiliant entre les inerties et le poids propre des éléments s'avère nécessaire , pour favoriser une conception économique et durable de la structure résistante .